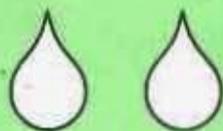


HIDROLOGIA

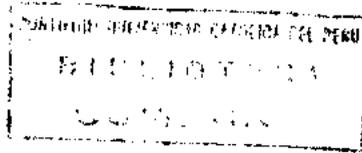
para estudiantes de ingeniería civil



**Obra auspiciada por
CONCYTEC**

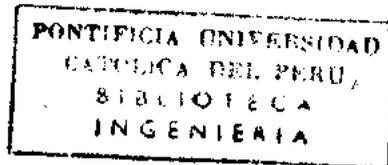
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

Wendor Chereque Morán



HIDROLOGIA

para estudiantes de ingeniería civil



AUTOR: WENDOR CHEREQUE MORAN
INGENIERO CIVIL CIP 4222
PROFESOR PRINCIPAL DE LA
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

LIMA - PERU

Obra auspiciada por el CONCYTEC

Segunda Impresión

A mi esposa Yolanda

A mis hijas Claudia y Mónica

PRESENTACION

Como en otras ramas del conocimiento en Hidrología son muy escasas las publicaciones peruanas. Aparte de las obras del Ing. M.S. Segundo Aliaga y del Dr. Medardo Molina, ambos de la Universidad Nacional Agraria, no se conocen otras de similar envergadura y esto no obstante la sólida formación y rica experiencia de numerosos profesionales peruanos.

Para llenar en parte este vacío es que se publica el presente libro. Sale a luz gracias a los auspicios del CONCYTEC y con él se intenta ordenar un poco la enseñanza de la Hidrología en el país y, por qué no, motivar en algo los trabajos de investigación en este campo.

El libro desarrolla el curso que con el mismo nombre se imparte como obligatorio a los alumnos de ingeniería civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Contiene la descripción de los principales elementos del ciclo hidrológico y los métodos ordinarios de solución a los problemas hidrológicos que se presentan con más frecuencia al ingeniero civil. No obstante que desde el principio se maneja la Estadística como importante herramienta de trabajo en el análisis y solución de los problemas, el libro contiene un capítulo completo dedicado a la Hidrología Estadística donde son tratados con cierto detenimiento los modelos hidrológicos probabilísticos y en forma somera los modelos estocásticos,

También se ha dedicado un capítulo aparte para hacer referencia a la hidrología peruana. El trabajo más importante sobre el particular es el realizado alrededor de 1980 por un equipo de ingenieros peruanos e italianos, al amparo del Convenio de Cooperación Técnica suscrito por el Instituto Italo-Latino Americano (IILA), el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Resultado de dicho trabajo conjunto es la publicación titulada Estudio de la Hidrología del Perú, que contiene una descripción de las metodologías empleadas y las conclusiones a manera de información lista a ser utilizada en la elaboración de proyectos hidráulicos en el país.

Agradezco en primer término al CONCYTEC y a sus autoridades, porque sin su apoyo no hubiera sido posible la publicación de este libro. Expreso igualmente mi agradecimiento al Ing. Manuel García Naranjo por su valiosa contribución bibliográfica; asimismo a la Srta. Martha Calderón y a la Srta. Elisabeth Ramos, a ambas por su encomiable trabajo en la preparación del original.

El autor

CONTENIDO

	Página	
CAPITULO 1	LA ATMOSFERA Y LA HIDROLOGIA (3 h)	
1.1	Generalidades	1
1.2	El Ciclo Hidrológico	1
1.3	La Atmósfera	3
1.4	La Temperatura	4
1.5	La Radiación Solar	5
1.6	La Humedad Atmosférica	5
1.7	Los Vientos	9
1.8	El Clima	10
CAPITULO 2	LA PRECIPITACION (4 h)	
2.1	Introducción	15
2.2	Medición de la Precipitación	17
2.3	Análisis de los Datos Pluviométricos	19
2.3.1	Estimación de Datos Faltantes	21
2.3.2	Análisis de Consistencia	26
2.3.3	Extensión del Registro	27
2.4	Estudio de la Cuenca	28
2.5	Precipitación Media en la Cuenca	30
2.6	Curva Masa de la Precipitación Media en la Cuenca	33
2.7	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia	35
2.8	Problemas	39
CAPITULO 3	EVAPORACION Y EVAPOTRANSPIRACION (5 h)	
3.1	Introducción	43
3.2	Evaporación en Embalses	44
3.2.1	Balance Hídrico	44
3.2.2	Nomograma de Penman	44
3.2.3	Balance Energético de Penman	47
3.2.4	Fórmulas Empíricas	52
3.3	Medición Directa de la Evaporación	53
3.4	Evapotranspiración	55
3.4.1	Método de Thornthwaite	56
3.4.2	Método de Blaney-Criddle	57
3.5	Problemas	59
CAPITULO 4	LA INFILTRACION (2 h)	
4.1	Descripción	61
4.2	Capacidad de Infiltración	63
4.3	Factores de la Infiltración	65
4.4	Medición de la Infiltración	66

4.5	El Ciclo de Escorrentía	66
4.6	Estimativos de la Escorrentía Usando Infiltración	67
4.7	Problemas	71
CAPITULO 5	EL AGUA SUBTERRANEA (5 h)	
5.1	Descripción	73
5.2	Tipos de Acuíferos	74
5.3	Alimentación y Descarga	76
5.4	Flujo de Agua Subterránea	77
5.5	Flujo en Pozos de Bombeo	83
	5.5.1 Flujo Permanente	83
	5.5.2 Flujo No-Permanente	85
5.6	Asuntos Conexos	92
	5.6.1 Efectos de Contorno	92
	5.6.2 Intrusión Marina	93
	5.6.3 Potencial de un Acuífero	94
	5.6.4 Recarga Artificial	95
	5.6.5 Compresibilidad	95
	5.6.6 Factor Tiempo	95
5.7	Problemas	96
CAPITULO 6	EL CAUDAL (5 h)	
6.1	La Curva de Descarga	99
6.2	Medición de Caudales	99
6.3	Curva de Descarga de Corrientes sin Aforar	104
6.4	Análisis de la Información Hidrométrica	106
6.5	La Curva de Duración	107
6.6	La Curva Masa	109
6.7	Problemas	111
CAPITULO 7	RELACIONES PRECIPITACION-ESCORRENTIA (2 h)	
7.1	Introducción	115
7.2	Usando los Datos de Suelos y Cubierta	117
7.3	La Fórmula Racional	123
7.4	Correlaciones Precipitación-Escorrentía	126
7.5	Gasto Máximo de una Corriente	128
7.6	Problemas	132
CAPITULO 8	HIDROGRAMAS DE CRECIDAS (4 h)	
8.1	Introducción	133
8.2	El Hidrograma Típico	134
8.3	El Hidrograma Unitario	136
	8.3.1 Definición	136
	8.3.2 Obtención de los H.U.	137
	8.3.3 La Curva S	140
	8.3.4 Aplicación de los H.U.	141
	8.3.5 Hidrogramas Unitarios Sintéticos	141
8.4	Hidrogramas Adimensionales	143
8.5	Hidrogramas Triangulares	145
8.6	Problemas	149

CAPITULO 9	TRANSITO DE AVENIDAS (3 h)	
9.1	Concepto de Tránsito	151
9.2	Tránsito en Embalses	152
9.3	Tránsito en Cauces Naturales	154
9.4	Problemas	158
CAPITULO 10	ELEMENTOS DE HIDROLOGIA ESTADISTICA (8 h)	
10.1	Introducción	159
10.2	Uso de Modelos Probabilísticos	160
10.3	Análisis de Frecuencia de Valores Extremos	161
10.3.1	Posiciones de Trazado	162
10.3.2	Ley de Gumbel	163
10.3.3	Distribución Log Pearson Tipo III	166
10.3.4	Eventos Históricos	170
10.3.5	Longitud de Registro	170
10.3.6	Probabilidad de Diseño	171
10.3.7	Método del Grádex	174
10.3.8	Análisis de Frecuencia Regionales	175
10.3.9	Resumen del Estudio de Avenidas	176
10.4	Análisis de Frecuencia de Valores Medios	179
10.5	Análisis de Frecuencia de Precipitaciones	181
10.6	Análisis de Frecuencia de Sequías	183
10.7	Breve Mención de los Procesos Estocásticos	184
10.7.1	Introducción	184
10.7.2	Modelos de Series de Tiempo	186
10.7.3	La Función de Autocorrelación	189
10.7.4	Aplicaciones del Modelaje en Hidrología	190
10.7.5	Reflexiones Acerca del Modelaje	191
CAPITULO 11	ACERCA DE LA HIDROLOGIA EN EL PERU (2 h)	
11.1	Introducción	193
11.2	Descripción del ESTUDIO DE LA HIDROLOGIA DEL PERU	193
APENDICE	PROGRAMA EN PASCAL PARA COMPLETAR INFORMACION PLUVIOMETRICA POR EL METODO DE LA RECTA DE REGRESION	 201

BIBLIOGRAFIA

1. Hidrología para Ingenieros
Linsley-Kohler-Paulus
Mc Graw Hill. 1977
2. Handbook of Applied Hydrology
Ven T Chow
Mc Graw Hill. 1964
3. Manual de Hidrología
Rafael Heras
Escuela de Hidrología. Madrid, 1972
4. Hidrología
Medardo Molina
Universidad Nacional Agraria. Lima, 1974
5. Tratado de Hidrología Aplicada
G. Remenieras
ETASA. Barcelona, 1971
6. Diseño de Presas Pequeñas
Bureau of Reclamation
CECSA. México, 1966
7. Métodos Estadísticos en Hidrología
Varas-Ferrer
Universidad Católica de Chile. 1972
8. Tratamiento de Datos Hidrometeorológicos
Segundo Aliaga Araujo
Lima, 1983
9. Hidrología Estadística
Segundo Aliaga Araujo
Lima, 1985
10. Applied Modeling of Hydrologic Time Series
Salas-Delleur-Yevjevich-Lane
Water Resources Publications
USA, 1980
11. Estudio de la Hidrología del Perú
Publicación del Instituto Italo-Latino Americano
Senamhi - Lima, 1982

1.1 Generalidades

Los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso del agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua. Los proyectos típicos de uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidroeléctrico; comprenden, además, los de navegación, recreación y otros. Los proyectos típicos de defensa son los de drenaje urbano, drenaje vial y drenaje agrícola; comprenden, además, los de encausamiento de ríos, los de defensa contra las inundaciones y otros.

En el Perú estamos bastante familiarizados con estos dos tipos de problemas que se presentan con el agua, los de utilización y los de defensa.

El estudio de nuestros recursos hidrológicos corre por cuenta del Estado, siendo su objetivo proporcionar a los ingenieros los elementos para el aprovechamiento y el control del recurso agua.

1.2 El Ciclo Hidrológico

Se denomina ciclo hidrológico el conjunto de cambios que experimenta el agua en la Naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc).

Es frecuente definir la Hidrología como la ciencia que se ocupa del estudio del ciclo hidrológico.

Han sido sugeridos numerosos esquemas del ciclo hidrológico, siendo la finalidad común la de proporcionar un gráfico sencillo que muestra las diferentes formas y estados en que se presenta el agua (fig. 1.1).

El ciclo hidrológico no es nada regular. Todo lo contrario. Una muestra de ello son los períodos de sequías y de inundaciones con los que estamos tan acostumbrados en el país. Prácticamente todos los años tenemos nosotros problemas de sequía en unos lugares y problemas de inundaciones en otros. El ciclo hidrológico es completamente irregular, y es precisamente contra estas irregularidades que lucha el hombre.

La Hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Pero es necesario hacer notar que esta falta de precisión previsible no ocurre únicamente en la Hidrología, sino que es común a toda la ingeniería, como común es la toma de precauciones. El empleo de la carga de fatiga y de la carga de trabajo en los materiales es el ejemplo típico en ingeniería.

La Hidrología, para el análisis de algunos fenómenos, hace uso de métodos estadísticos, como tendremos oportunidad de ver a lo largo del curso y de modo particular en los dos últimos capítulos.

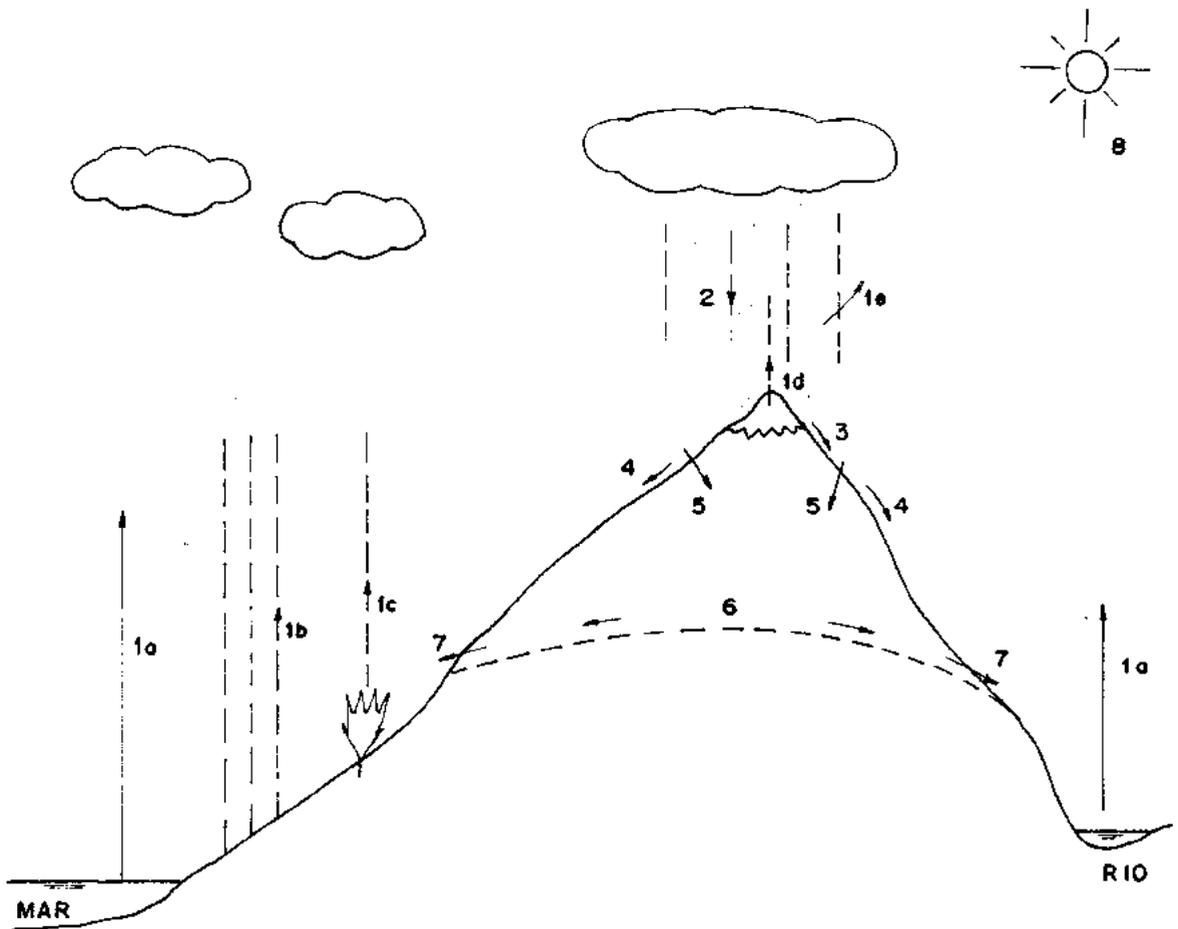


FIG. 1.1 ESQUEMA DEL CICLO HIDROLOGICO

- (1a) evaporación desde superficies de agua (mares, ríos, lagos, etc).
- (1b) evaporación desde superficies húmedas de suelo.
- (1c) evaporación desde las plantas (transpiración).
- (1d) evaporación desde la nieve.
- (1e) evaporación desde la precipitación misma.
- (2) precipitación, en forma de lluvia, nevada o granizada.
- (3) fusión.
- (4) escorrentía.
- (5) infiltración
- (6) capas de agua subterránea.
- (7) manantiales.
- (8) rayos solares.

Para la elaboración de proyectos, particularmente de proyectos hidráulicos, el ingeniero requiere de datos sobre precipitación, caudales, evaporación, horas de sol, temperatura, vientos, etc. Esta información básica la recopila en el país el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). La Hidrología enseña el manejo que se le da a esta información, no siempre completa y muchas veces ausente en el lugar mismo del proyecto.

Si bien en el SENAMHI se ha centralizado la atención de la gran mayoría de las estaciones instaladas en el territorio patrio, hay todavía algunas estaciones bajo control de otras instituciones. La relación siguiente puede ser útil para quienes buscan información hidrológica en el país (referencia 8).

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).
- Oficina Nacional de Evaluación de los Recursos Naturales (ONERN).
- Instituto Geográfico Nacional (IGN)
- Archivo Técnico del Instituto Nacional de Ampliación de la Frontera Agrícola.
- Dirección General de Aguas, Suelos e Irrigaciones.
- Universidad Nacional Agraria.
- Direcciones Zonales y Agrarias del Ministerio de Agricultura.
- Ministerio de Energía y Minas.
- Laboratorio Nacional de Hidráulica.
- Oficina de Catastro Rural.
- Instituciones afines.

1.3 La Atmósfera

El interés de su estudio en Hidrología radica en que en ella tiene lugar parte del ciclo hidrológico. Se define como aquella capa de aire que rodea a la tierra y donde se realiza parte del ciclo hidrológico.

La atmósfera resulta comportándose como un gran reservorio de vapor de agua, un sistema amplio de transporte de agua y un gran colector de calor.

Composición.- La atmósfera está compuesta de aire seco y vapor de agua. La composición del aire seco es la siguiente, con los porcentajes en volumen:

nitrógeno	78 %
oxígeno	21
argón	0.94
otros gases	0.06

Estos porcentajes medios son más o menos fijos hasta una altura de unos 20 Km.

División.- Desde el punto de vista de la variación de la temperatura la atmósfera se divide en capas. Las que se conocen de ordinario son tres:

- Tropósfera. Es la capa inferior de la atmósfera, comprendida desde el nivel del mar hasta unos 6 Km. en los polos y unos 17 Km. en el Ecuador. La temperatura disminuye a razón de 0.6 °C por cada 100 m de ascenso. Se caracteriza por ser la zona de las perturbaciones atmosféricas. En ella se forman las nubes, tienen lugar los vientos, las lluvias, etc.

- Estratósfera. Se extiende por encima de la tropósfera hasta una altitud de 30 a 40 Km. La temperatura permanece sensiblemente constante en todo su espesor.

La superficie que separa la tropósfera de la estratósfera es la tropopausa. Marca el límite de la atmósfera meteorológica.

- La Ionósfera. Se ubica encima de la estratósfera y se desvanece gradualmente en el espacio. La temperatura aumenta con la altura.

1.4 La Temperatura

La temperatura es un factor importante del ciclo hidrológico pues interviene en todas sus etapas. Desde el punto de vista práctico, la temperatura interviene como parámetro en las fórmulas para calcular la evaporación y en las fórmulas para calcular las necesidades de agua de riego de las plantas. Como prácticamente en todas partes hay registros de temperatura, su empleo está plenamente justificado.

Gradiente vertical de temperatura. La temperatura disminuye en la tropósfera, en una cantidad que varía según las condiciones locales, pero que en promedio es de alrededor de $0.6\text{ }^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m. de ascenso. Esto es lo que constituye el gradiente vertical de temperatura.

Inversión de temperatura. Se llama así al fenómeno que se presenta bajo ciertas condiciones locales y que consiste en lo siguiente. En las primeras horas del día, la tierra se encuentra a baja temperatura debido a que en la noche ha perdido gran cantidad de calor; en ausencia de vientos y con el cielo despejado, las capas inferiores de la tropósfera son más frías que las inmediatas superiores; como consecuencia la temperatura sube con la altura, en un espesor de algunos centenares de metros.

Esta inversión de temperatura tiende a ser destruida por la mezcla que producen los vientos fuertes próximos al suelo, y desde luego el calentamiento que sigue a la salida del sol termina por restablecer el gradiente normal de temperatura.

Medición de la temperatura del aire. Las estaciones meteorológicas disponen de un termómetro de máxima, un termómetro de mínima y algunas veces de un termógrafo. Estos aparatos están situados a 1.50 m. del suelo, en una cubierta de madera provista de persianas que permiten la libre circulación del aire, pero que protegen los termómetros de la radiación solar directa.

Por convención, la temperatura media diaria se calcula tomando la media aritmética de las temperaturas máxima y mínima, leídas en los termómetros de máxima y de mínima, respectivamente.

La temperatura media mensual o anual es la media aritmética de las temperaturas medias diarias en el período considerado. De la misma manera se calculan las temperaturas medias de las máximas y de las mínimas.

1.5 La Radiación Solar

La radiación solar es la fuente de energía del ciclo hidrológico. No corresponde hacer aquí un estudio detallado de este factor hidrológico, pero tampoco se puede soslayar su enorme importancia. La radiación solar debe ser considerado como el factor más importante del ciclo hidrológico. Produce variaciones de calor que se traducen en una mayor o menor evaporación.

La tendencia actual en Hidrología es que la radiación solar vaya sustituyendo a la temperatura como parámetro en el cálculo de la evaporación y de la transpiración.

Radiación directa y difusa

La intensidad de la energía radiante en los confines de la atmósfera es de unos 2 cal gr/cm²/min. Durante su recorrido a través de la atmósfera terrestre, la radiación se debilita por dispersión, en las moléculas de aire seco, y por absorción, por el agua, el polvo y los gases. El resto de radiación solar que llega a la Tierra constituye la radiación directa.

Radiación difusa, es la que proviene de la radiación solar previamente dispersa en la atmósfera. Puede, a veces, exceder en intensidad a la radiación directa.

Cuando ambas radiaciones inciden sobre los objetos, una parte se refleja nuevamente al aire donde a su vez vuelve a reflejar. El problema real no es tan sencillo, pero una descripción como la hecha puede ser suficiente con fines de ilustración.

Radiómetros

Los instrumentos que miden la intensidad de energía radiante reciben el nombre genérico de radiómetros, de los cuales hay varias versiones.

En vista de la importancia que tiene la radiación solar se podría pensar que existe una amplia red de radiómetros en el país, pero esto no es así. Las razones principales son el elevado costo de equipos y la exigencia de personal especializado para su servicio.

Heliógrafo

El heliógrafo es un instrumento sencillo que mide el número de horas de insolación en cada día. Consiste de una esfera maciza de cristal y un papel sensible que va siendo quemado mientras el sol brilla. El número de horas de sol es un parámetro que interviene en el cálculo de la evaporación.

1.6 La Humedad Atmosférica

La humedad atmosférica expresa el contenido de vapor de agua de la atmósfera, vapor de agua que proviene de la evaporación que tiene lugar en los espejos de agua, en los suelos húmedos o a través de las plantas.

La humedad atmosférica interesa a la Hidrología por dos motivos: por ser el origen de las aguas que caen por precipitación y porque determina en cierto modo la velocidad con que tiene lugar la evaporación.

Tensión de vapor. En toda mezcla de gases cada gas ejerce una presión parcial independientemente de los otros gases; la atmósfera es una mezcla de gases; la presión parcial que ejerce el vapor de agua se llama tensión de vapor. Se puede escribir:

$$e_a = p - p'$$

e_a ... tensión de vapor
 p ... presión del aire húmedo
 p' ... presión del aire seco

Tensión de vapor de saturación. Un mismo volumen de aire puede contener cantidades variables de vapor de agua. Cuando un volumen de aire contiene la máxima cantidad de vapor de agua para una temperatura dada, se dice que el aire está saturado. Se llama tensión de vapor de saturación - (e_s) a la tensión de vapor en un volumen de aire saturado.

Es decir que, a una temperatura t del aire corresponde un par de valores e_a , e_s . El primero es la tensión de vapor actual y el segundo es la tensión de vapor de saturación.

Los valores de la tensión de vapor de saturación dependen pues de la temperatura y vienen dados en tablas (ver tabla 1.1).

En Meteorología la unidad elemental de presión es la baria, que equivale a una dina por centímetro cuadrado. El milibar es igual a mil barias y el bar es igual a mil milibares.

1 bar = 1,000 milibares
 1 milibar = 1,000 barias
 1 baria = 1 dina / cm².

Condensación. Condensación es el proceso mediante el cual el vapor de agua pasa al estado líquido. Por enfriamiento, una masa de aire disminuye su capacidad para contener vapor de agua. Todo exceso de vapor de agua se condensa en pequeñas gotitas (neblinas y nubes).

Ejemplo 1.1

Encontrar a cuántos milibares equivale 1 mm. de Hg.

$$\begin{aligned} p_a &= 760 \text{ mm Hg} = 1.033 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1 \text{ mm Hg} &= \frac{1.033}{760} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = \frac{1.033}{760} \times 9.81 \times 10^5 \frac{\text{dinas}}{\text{cm}^2} \\ &= 0.0133 \times 10^5 \frac{\text{dinas}}{\text{cm}^2} \text{ o barias} \\ &= 1.33 \text{ milibares.} \end{aligned}$$

TABLA 1.1 TENSION DE VAPOR DE SATURACION (e_s) EN
 mm. DE MERCURIO

t	0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9
10	2.15									
9	2.32	2.30	2.29	2.27	2.26	2.24	2.22	2.21	2.19	2.17
8	2.51	2.49	2.47	2.45	2.43	2.41	2.40	2.38	2.36	2.34
7	2.71	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.59	2.57	2.55	2.53
6	2.93	2.91	2.89	2.86	2.84	2.82	2.80	2.77	2.75	2.73
5	3.16	3.14	3.11	3.09	3.06	3.04	3.01	2.99	2.97	2.95
4	3.41	3.39	3.37	3.34	3.32	3.29	3.27	3.24	3.22	3.18
3	3.67	3.64	3.62	3.59	3.57	3.54	3.52	3.49	3.46	3.44
2	3.97	3.94	3.91	3.88	3.85	3.82	3.79	3.76	3.73	3.70
1	4.26	4.23	4.20	4.17	4.14	4.11	4.08	4.05	4.03	4.00
0	4.58	4.55	4.52	4.49	4.46	4.43	4.40	4.36	4.33	4.29
0	4.58	4.62	4.65	4.69	4.71	4.75	4.78	4.82	4.86	4.89
1	4.92	4.96	5.00	5.03	5.07	5.11	5.14	5.18	5.21	5.25
2	5.29	5.33	5.37	5.40	5.44	5.48	5.53	5.57	5.60	5.64
3	5.68	5.72	5.76	5.80	5.84	5.89	5.93	5.97	6.01	6.06
4	6.10	6.14	6.18	6.23	6.27	6.31	6.36	6.40	6.45	6.49
5	6.54	6.58	6.63	6.68	6.72	6.77	6.82	6.86	6.91	6.96
6	7.01	7.06	7.11	7.16	7.20	7.25	7.31	7.36	7.41	7.46
7	7.51	7.56	7.61	7.67	7.72	7.77	7.82	7.88	7.93	7.98
8	8.04	8.10	8.15	8.21	8.26	8.32	8.37	8.43	8.48	8.54
9	8.61	8.67	8.73	8.78	8.84	8.90	8.96	9.02	9.08	9.14
10	9.20	9.26	9.33	9.39	9.46	9.52	9.58	9.65	9.71	9.77
11	9.84	9.90	9.97	10.03	10.10	10.17	10.24	10.31	10.38	10.45
12	10.52	10.58	10.66	10.72	10.79	10.86	10.93	11.00	11.08	11.15
13	11.23	11.30	11.38	11.46	11.53	11.60	11.68	11.76	11.83	11.91
14	11.98	12.06	12.14	12.22	12.30	12.38	12.46	12.54	12.62	12.70
15	12.78	12.86	12.95	13.03	13.11	13.20	13.28	13.37	13.45	13.54
16	13.63	13.71	13.80	13.90	13.99	14.08	14.17	14.26	14.35	14.44
17	14.53	14.62	14.71	14.80	14.90	14.99	15.09	15.17	15.27	15.38
18	15.46	15.56	15.66	15.76	15.86	15.96	16.06	16.16	16.26	16.36
19	16.46	16.57	16.68	16.79	16.90	17.00	17.10	17.21	17.32	17.43
20	17.53	17.64	17.75	17.86	17.97	18.08	18.20	18.31	18.43	18.54
21	18.65	18.77	18.88	19.00	19.11	19.23	19.35	19.46	19.58	19.70
22	19.82	19.94	20.06	20.19	20.31	20.43	20.58	20.69	20.80	20.93
23	21.05	21.19	21.32	21.45	21.58	21.71	21.84	21.97	22.10	22.23
24	22.27	22.50	22.63	22.76	22.91	23.05	23.19	23.31	23.45	23.60
25	23.75	23.90	24.03	24.20	24.35	24.49	24.64	24.79	24.94	25.08
26	25.31	25.45	25.60	25.74	25.89	26.03	26.18	26.32	26.46	26.60
27	26.74	26.90	27.05	27.21	27.37	27.53	27.69	27.85	28.00	28.16
28	28.32	28.49	28.66	28.83	29.00	29.17	29.34	29.51	29.68	29.85
29	30.03	30.20	30.38	30.56	30.74	30.92	31.10	31.28	31.46	31.64
30	31.82	32.00	32.19	32.38	32.57	32.76	32.95	33.14	33.33	33.52

Humedad absoluta y humedad relativa. Son dos formas de expresar la humedad atmosférica. Se denomina humedad absoluta a la masa de vapor de agua, medida en gramos, contenida en 1 m³ de aire.

$$h_a \approx 216.7 \frac{e_a}{T} \dots (1.1)$$

h_a ... humedad absoluta, en gr/m³
 e_a ... tensión de vapor, en milibares
 T ... temperatura absoluta en grados Kelvin (°C + 273)

Veamos brevemente cómo se obtiene (1.1).

La densidad del aire seco viene dada por la fórmula:

$$\rho_s = \frac{e_a}{RT}$$

ρ_s ... gr/cm³
 e_a ... milibares
 R ... constante del aire seco = 2.87×10^3
 T ... °K

La gravedad específica del vapor de agua con respecto al aire seco es 0.622, luego:

$$\rho_a = 0.622 \frac{e_a}{RT}$$

Por definición de humedad absoluta:

$$\begin{aligned}
 h_a &= 10^6 \times \rho_a = 10^6 \times 0.622 \frac{e_a}{2.87 \times 10^3 T} \\
 &\approx 216.7 \frac{e_a}{T}
 \end{aligned}$$

Veamos ahora, qué valores máximos puede alcanzar la humedad absoluta. Teniendo presente que 1 mm Hg = 1.33 milibares (ejemplo 1.1) se puede escribir:

$$h_a \approx 288.2 \frac{e_a}{T}$$

expresión en la cual ahora e_a está en mm. de mercurio. Para una temperatura de unos 15°C, $T = 288$ °K. Luego:

$$h_a \approx e_a$$

El valor máximo de e_a es la presión de saturación máxima, es decir unos 56 mm. de mercurio. Quiere decir que h_a puede alcanzar a lo más valores de ≈ 56 gr/m³, y por lo general sus valores son menores.

La humedad relativa es la relación entre la tensión de vapor actual y la tensión de vapor de saturación a la misma temperatura. Se expresa en porcentaje:

$$hr = \frac{e_a}{e_s} \times 100 \% \dots (1.2)$$

Lo más frecuente es que e_a sea medida. La medición de e_a se realiza mediante instrumentos simples llamados sicrómetros. Entonces la fórmula (1.2) sirve más bien para encontrar el valor de e_a .

La humedad relativa es el índice que mejor refleja la sensación de humedad que experimentan los seres vivos que se encuentran en una atmósfera húmeda.

Punto de rocío. Es la temperatura a la cual el vapor de agua de aire que se considera se hace saturante. Para obtenerlo, se usa simplemente la TABLA 1.1, buscando en ella la temperatura para la que es igual a la e_a dada. También es susceptible de ser medida mediante instrumentos sencillos llamados higrómetros de evaporación.

Cuando la temperatura desciende durante la noche, a una temperatura que corresponde a que el vapor de agua de la atmósfera resulte saturante, el vapor de agua se condensa en pequeñas gotitas sobre la superficie de las hojas formando el rocío.

1.7 Los Vientos

El viento no es otra cosa que el aire en movimiento. Es un factor importante del ciclo hidrológico porque influye en el transporte del calor y de la humedad y en el proceso de la evaporación.

El viento produce olas en los embalses, olas cuya altura es necesario calcular para determinar la altura de las presas.

El viento es muy susceptible a la influencia del relieve y de la vegetación, por lo que se tiende a estandarizar su medida a algunos metros sobre el suelo. Del viento interesa su velocidad (se mide con los anemómetros) y su dirección (se mide con las veletas). La "dirección del viento" es la dirección de donde sopla. La velocidad se expresa en m/sg, Km/h o en nudos (1 nudo = 0.514 m/sg = 1.85 Km/h).

A fin de tener una idea del orden de magnitud de la velocidad de los vientos, se reproduce la escala de Beaufort que consta de 13 grados:

Calma	0 - 1 Km/h
Ventolina	2 - 6
Viento suave	7 - 12
Viento leve	13 - 18
Viento moderado	19 - 26
Viento regular	27 - 35
Viento fuerte	36 - 44
Viento muy fuerte	45 - 54
Temporal	55 - 65
Temporal fuerte	66 - 77
Temporal muy fuerte	78 - 90
Tempestad	91 - 104
Huracán	> 104

Variación de los vientos. Durante el invierno existe la tendencia de los vientos de soplar desde las áreas interiores más frías hacia el océano que permanece a mayor temperatura. Durante el verano es al revés, los vientos tienden a soplar desde los cuerpos de agua que se mantienen a baja temperatura hacia la superficie caliente de las masas

continentales. De manera similar, debido a las diferencias de temperatura entre la masa continental y el agua, se producen brisas diurnas hacia la playa o el mar.

En zonas montañosas, especialmente en los riscos y en las cumbres, la velocidad del aire a 10 m. o más de la superficie es mayor que la velocidad del aire libre a la misma altura; esto se debe a la convergencia forzada del aire por las barreras orográficas. En los valles abrigados la velocidad del viento es baja. La dirección del viento está muy influenciada por la orientación de las barreras orográficas. Debido a una diferencia de presiones existen variaciones diarias en la dirección del viento en áreas montañosas: durante el día los vientos soplan del valle hacia las zonas montañosas y durante la noche es al revés.

Capa de fricción. La velocidad del viento se reduce y su dirección es desviada en las capas inferiores de la atmósfera debido a la fricción - producida por árboles, edificios y otros obstáculos, y tales efectos se vuelven insignificantes para alturas superiores a unos 600 m. Esta capa inferior se conoce como capa de fricción.

Los vientos superficiales tienen una velocidad promedio cercana al 40 % de la velocidad del aire que sopla en la capa inmediatamente superior a la capa de fricción. La velocidad en el mar es cercana al 70 %.

La variación de la velocidad del viento con la altura, en la capa de fricción, se expresa generalmente por una de dos relaciones generales por una ley logarítmica o por una ley exponencial. En la fórmula exponencial:

$$\frac{v}{v_0} = \left(\frac{z}{z_0} \right)^K \quad \dots\dots (1.3)$$

v es la velocidad promedio del viento a una altura z, v₀ es la velocidad promedio a una altura z₀ y K varía con la rugosidad de la superficie y la estabilidad atmosférica en un rango entre 0.1 y 0.6.

1.8 El Clima

La palabra "clima" deriva de una voz griega que significa inclinación, aludiendo seguramente a la inclinación del eje terrestre. Como se sabe las estaciones tienen lugar debido al movimiento de traslación de la Tierra alrededor del sol, con su eje de rotación inclinado con respecto al plano de traslación.

Son numerosas las definiciones que existen de clima, pero todas ellas aluden al estado medio de la atmósfera. Para la Organización Meteorológica Mundial, clima es el "conjunto fluctuante de condiciones atmosféricas caracterizado por los estados y la evolución del tiempo, en el curso de un período suficientemente largo en un dominio espacial determinado".

Los elementos que permiten distinguir un clima de otro son: la temperatura, la precipitación, la presión, el viento y la radiación solar. Los dos primeros son los principales.

Los factores que condicionan el clima son: la latitud, la altitud, y la continentalidad. La latitud determina la intensidad de radiación solar, la altitud determina la temperatura. La continentalidad se refiere a la

mayor o menor proximidad de un lugar a los mares. Muchas veces juegan papel importante en el condicionamiento del clima las corrientes marinas. Otros factores de importancia eventual son la orientación, los vientos dominantes, la naturaleza del terreno y la vegetación.

Clasificación de climas

El objeto de clasificar los climas radica en poder establecer comparaciones. Esto es muy importante en Hidrología, porque hace posible aplicar las mismas fórmulas en lugares de clima similar. Para el caso del Perú, es particularmente frecuente que la región del proyecto carezca de estaciones y que tenga, por eso, que usarse registro de otras regiones de clima similar. En climas similares, la temperatura y la precipitación son similares en magnitud, variación anual y distribución.

Puesto que el clima queda definido por una compleja combinación de elementos, y además viene definido por una no menos combinación de factores, es muy difícil intentar una clasificación única de los variadísimos tipos de clima que se presentan.

Recordemos que, en principio, se distinguen tres zonas en la superficie terrestre:

- zona tórrida, comprendida entre el Trópico de Cáncer ($23^{\circ}27'N$) y el Trópico de Capricornio ($23^{\circ}27'S$).
- zonas templadas, entre los trópicos y los círculos polares ($63^{\circ}33'$).
- zonas glaciales, entre los círculos polares y los polos.

A modo de ilustración, se ofrece la clasificación siguiente que toma en cuenta sólo la precipitación:

- a) Climas cálidos de clima intertropical
 1. Régimen ecuatorial. Lluve todo el año, presentando dos máximos al año.
 2. Régimen sub-ecuatorial. Presenta dos períodos secos al año.
 3. Régimen tropical. Presenta un solo período de lluvia.
- b) Climas templados
 1. Régimen de climas templados. Presenta lluvia todo el año, casi uniformemente repartida.
 2. Régimen mediterráneo. Presenta un período frío y otro caluroso y seco.
- c) Clima frío y polar. Corresponde a las altas latitudes.
- d) Régimen de zonas desérticas. Las zonas desérticas se encuentran repartidas en casi todas las latitudes y su presencia se explica generalmente por causas locales que determinan la ausencia de lluvias.

Los climas en el Perú

El Perú, por su posición geográfica, debió tener en toda su amplitud un clima cálido, extremadamente lluvioso. Sin embargo esta característica climática corresponde sólo a nuestra Amazonia. En el resto del país hay una gran diversidad de climas, cuyo origen está en:

- la Cordillera de los Andes
- la Corriente Marina de Humboldt
- El Anticiclón del Pacífico Sur

La Cordillera de los Andes deformó nuestro relieve, mostrando diversas regiones altitudinales cada una de clima diferente. Ha dividido también el Perú en dos flancos: el oriental, lluvioso y el occidental, casi árido. El vapor de agua que proviene de la Amazonía se condensa en la Selva Alta y no llega hasta las cumbres andinas.

La Corriente marina de Humboldt, o Corriente Peruana, ha modificado el panorama climático de la Costa, debido a que la frialdad de sus aguas ha bajado la temperatura atmosférica. Esta baja temperatura hace que el aire costero sea estable, es decir sin capacidad de ascender verticalmente, lo que determina la ausencia de lluvia; propicia además la condensación del vapor de agua a poca altura formando las neblinas y brumas. La ausencia de lluvias ha determinado la aridez de la Costa, en donde predomina el desierto y la ausencia de vegetación, salvo en las lomas y los valles.

En cuanto al Anticiclón del Pacífico Sur, se trata de una masa de aire frío y seco que al aproximarse a la Costa produce la condensación del vapor de agua del aire, formando densas nubes estratos entre los 300 m. y los 800 m. Este techo de nubes refleja al espacio gran parte de la radiación solar, disminuyendo la temperatura de toda la Costa.

La diversidad climática que se observa en nuestro país es motivada por los tres factores recién señalados y obliga a un tratamiento por separado de las tres regiones naturales en que se divide el territorio.

Región de la Costa.-

Abarca hasta los 500 m. s. n. m. Está conformada por desiertos, tablazos, lomas y valles. Los desiertos ocupan la porción más extensa, son de una aridez completa y se hallan interrumpidos por las pampas (relleno aluviónico sobre el cual se deslizan las arenas, pero que con agua de riego se convierten en terrenos fértiles). Los tablazos son de estructura rocosa cubierta de dunas, con uno que otro oasis. Las lomas rompen la aridez del desierto gracias a las neblinas y garúas. Los valles son las zonas verdes próximas a los ríos que descienden de los Andes.

Se puede decir que la Costa comprende lugares con un régimen de zona desértica (ausencia de lluvias) y lugares con régimen tropical. Cabe recordar sin embargo que en el Departamento de Tumbes y en parte del de Piura las precipitaciones en el período de lluvia son abundantes por influencia de la Corriente del Niño (caliente).

Región de la Sierra.-

Presenta, en general, un clima de régimen tropical, es decir un solo período de lluvia al año. Pero la cosa no es tan simple. Según Javier Pulgar Vidal, se pueden distinguir hasta cinco zonas altitudinales.

Entre los 500 y los 2,500 m. s. n. m. se observan valles estrechos y profundos y empinados contrafuertes andinos con escasa vegetación. El clima es cálido aunque ligeramente húmedo y con escasas lluvias en verano. Su clima primaveral hace que sea una región eminentemente frutícola. Son frecuentes los huaycos.

La zona entre los 2,500 y los 3,500 m. s. n. m. está conformada por los valles interandinos y los flancos de suave pendiente. Su clima es templado con lluvias periódicas de Diciembre a Marzo. Es la zona más poblada de la Sierra; ella alberga las ciudades andinas más importantes: Cajamarca, Huaráz, Huancayo, Arequipa, Cuzco, etc.

La zona entre los 3,500 y los 4,100 m.s.n.m. presenta un relieve rocoso y escarpado, y un clima templado-frío. Es la región del trigo, la cebada, la quinua y la papa.

La zona entre los 4,100 y los 4,800 m.s.n.m. tiene gran parte de su relieve formado por las mesetas andinas, en las que se localizan numerosos lagos y lagunas. Su clima es frío. Las precipitaciones son sólidas (nieve y granizo). Su vegetación típica es el ichu. Se le conoce como puna en el centro y sur, y como jalca en el norte.

La quinta zona, la Cordillera, es la región más alta del país. Su territorio, de aspecto rocoso, se cubre de nieve y glaciares. El clima es muy frío. Las precipitaciones son sólidas. La actividad principal es la minería.

Región de la Selva.-

Es la región más lluviosa del país. Presenta un régimen ecuatorial con dos períodos de máxima precipitación al año: Febrero y Noviembre. Es importante todavía distinguir dos regiones selváticas: selva alta y selva baja.

La región de la selva alta se extiende entre los 500 y los 1,500 o 2,000 m.s.n.m. en la vertiente oriental de los Andes. Su relieve es bastante quebrado. Está cubierta de densa vegetación. Su clima es cálido. Es la zona más lluviosa del país. Los ríos avanzan estrepitosamente dificultando la navegación. Sus suelos no son inundables. Es la región selvática mejor aprovechada en la agricultura: café, té, coca y frutas. Destacan los valles de Jaén, Bagua, Tingo María, Chanchamayo, Quíllabamba y Tambopata.

La región de la selva baja es la vasta llanura por debajo de los 500 m.s.n.m. Su relieve es horizontal y cubierto de una densa vegetación de selva virgen. Su clima es cálido y húmedo. Las inundaciones son frecuentes. Los ríos avanzan describiendo numerosas curvas o meandros y cambian constantemente de cauce; son las únicas vías de comunicación. Las dos ciudades principales son Iquitos y Pucallpa, a orillas de los ríos Amazonas y Ucayali, respectivamente.

DESARROLLO HISTORICO DE LA HIDROLOGIA (tomado de la referencia 2)

En general, el desarrollo histórico de la hidrología puede describirse a través de una serie de períodos. Puesto que estos períodos pueden traslaparse, su división en el tiempo no debe considerarse exacta.

A. PERIODO DE ESPECULACION (+ 1,400)

Desde los tiempos primitivos hasta los alrededores del año 1400 D.C., el concepto del ciclo hidrológico fue especulado por muchos filósofos, incluyendo a Homero (\approx 1,000 A.C.), Tales, Platón y Aristóteles en Grecia; Lucrecio, Céneca y Plinio en Roma. Mientras que la mayoría de estos conceptos filosóficos fueron erróneos, Marco Vitruvius, quien vivió por el tiempo de Cristo, concibió una teoría que es ahora generalmente aceptada, puesto que él postuló que el agua subterránea es en su mayor parte derivada de la lluvia y la nieve por infiltración desde la superficie del suelo. Así, la teoría de Vitruvius puede ser considerada como el inicio de los conceptos modernos del ciclo hidrológico.

Durante este período, sin embargo, el hombre puede haber aprendido mucho de hidrología práctica a través de la construcción de grandes obras hidráulicas conocidas en la historia, tales como los antiguos pozos árabes, las obras persas, los proyectos de irrigación de Egipto y Mesopotamia, los acueductos romanos, los proyectos de suministro de agua y drenaje en la India y los sistemas de irrigación de la China.

sigue en la página 42

CAPITULO 2 LA PRECIPITACION

.1 Introducción

La principal fuente de humedad para la precipitación la constituye la evaporación desde la superficie de los océanos. Sin embargo, la cercanía a los océanos no conlleva una precipitación proporcional, como lo demuestran muchas islas desérticas. Son los factores del clima ya estudiados (latitud, altitud, continentalidad, corrientes marinas, vientos dominantes) y las barreras orográficas, las que determinan la humedad atmosférica sobre una región.

Definición

Se define precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. De acuerdo a esta definición, las lluvias, las granizadas, las garúas y las nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación. En Estados Unidos, la lluvia se identifica según su intensidad, en:

- ligera, para tasas de caída de hasta 2.5 mm/h
- moderada, desde 2.5 hasta 7.6 mm/h
- fuerte, por encima de 7.6 mm/h

Formación

Debido a su calentamiento cerca de la superficie, motivado por diferencias de radiación, las masas de aire ascienden hasta alturas de enfriamiento suficientes para llegar a la saturación. Pero esto no conlleva precipitación. Suponiendo que el aire está saturado, o casi saturado, para que se forme neblina o gotas de agua o cristales de hielo, se requiere la presencia de núcleos de condensación (en los dos primeros casos) o de congelamiento (en el tercero). Los núcleos de condensación consisten de productos de combustión, óxidos de nitrógeno y minúsculas partículas de sal; los núcleos de congelamiento consisten de minerales arcillosos, siendo el caolín el más frecuente.

Después de la nucleación se forman finísimas gotitas de diámetro medio de aproximadamente 0.02 mm. y como las gotas de lluvia tienen un diámetro medio de aproximadamente 2 mm., significa que se produce un aumento del orden de un millón de veces en el volumen de las gotitas. Este enorme aumento de tamaño se produce por la unión entre sí de numerosas gotitas y esta unión se explica por:

- la atracción electrostática entre las gotitas que conforman las nubes;
- las microturbulencias dentro de la masa de la nube;
- el barrido de las gotitas más finas por las gotas mayores;
- la diferencia de temperaturas: las gotas más frías se engrosan a expensas de las más calientes.

Mantenimiento de la precipitación

Lo que se acaba de exponer explica la formación de las gotas de lluvia dentro de la masa de la nube, pero esto no quiere decir que las gotas así formadas llegarán a la superficie terrestre, o, en otras palabras que el volumen de agua contenido en la nube es igual al volumen de agua llovida. Mediciones realizadas demuestran que lo normal es que el agua de lluvia que cae a tierra sea mucho mayor que el agua contenida en la nube. La única explicación es que las nubes se renuevan continuamente durante el proceso mismo de la formación de las precipitaciones, lo que significa una alimentación constante a partir del vapor de agua de los alrededores; esto se produce principalmente:

- cuando existe una turbulencia dentro de la nube que provoca y facilita la renovación del vapor de agua;
- cuando hay movimiento del aire húmedo desde las partes bajas, es decir un movimiento vertical ascendente.

La lluvia artificial

De tiempo en tiempo se habla de la lluvia artificial en el Perú, como una solución al riego de las zonas áridas de la Costa, sin que hasta ahora se haya logrado concretar algo. Esto se explica por lo compleja que resulta en realidad la producción de la lluvia artificial. En los experimentos que se vienen realizando en otros países se usa para el bombardeo de las nubes tanto el dióxido de carbono sólido (hielo seco) como el yoduro de plata; ambos agentes actúan como núcleos de congelamiento. El envío se hace por medio de avionetas, globos, cohetes y generadores. Aun cuando el panorama actual no es del todo claro, hay el optimismo de lograr a corto plazo la producción a costo razonable de lluvia artificial.

Tipos de precipitaciones

Las precipitaciones se clasifican en tres grupos, según el factor responsable del levantamiento del aire que favorece el enfriamiento necesario para que se produzcan cantidades significativas de precipitación.

- a) Precipitaciones convectivas. Son causadas por el ascenso de aire cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. Las diferencias de temperatura pueden ser sobre todo el resultado de calentamientos diferenciales en la superficie o en la capa superior de la capa de aire. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros.
- b) Precipitaciones orográficas. Resultan del ascenso del aire cálido hacia una cadena de montañas. Las regiones que quedan del otro lado de las montañas pueden sufrir la ausencia de lluvias, puesto que todas las nubes son interceptadas y precipitadas en el lado de donde ellas provienen.

Es el caso de la Selva Alta de nuestro país, la región más lluviosa, donde las nubes provienen de la Selva Baja.

- c) Precipitaciones ciclónicas. Se producen cuando hay un encuentro de nubes de diferentes temperaturas: las más calientes son impulsadas a las partes más altas donde precipitan.

En la naturaleza, los efectos de estos tres tipos de enfriamiento están inter-relacionados y la precipitación resultante no puede identificarse como de un solo tipo.

2.2 Medición de la Precipitación

Fundamentalmente, existen tres tipos de instrumentos.

1. Pluviómetros simples.- En principio cualquier recipiente abierto de paredes verticales puede servir de pluviómetro, porque lo que interesa es retener el agua llovida para luego medirla. En el sistema métrico se mide en milímetros y décimos de milímetro. Sin embargo, es importante que las dimensiones de estos instrumentos sean normalizadas para poder comparar las medidas tomadas en diferentes localidades.

El pluviómetro estándar del U.S. National Weather Service (fig. 2.1) consta de un recipiente cilíndrico (a), un embudo colector (b) de diámetro 8" y un tubo medidor (c) de área igual a un décimo del área del embudo colector; de esta manera, 1 mm. de lluvia llenará el tubo medidor 10 mm. con el cual se mejora la precisión de la lectura. Con una regla graduada en mm. es posible estimar hasta los décimos de mm.

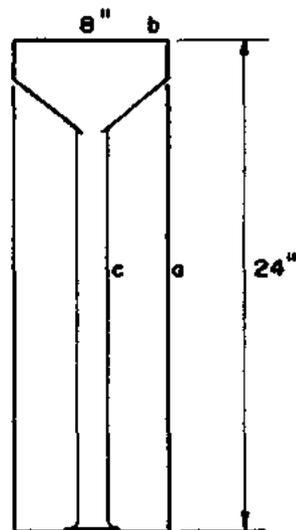


Fig. 2.1 PLUVIOMETRO

Cuando se espera que nieve se retiran tanto el embudo como el tubo y se recibe la nieve en el depósito cilíndrico; después que la nieve se ha fundido se vierte en el tubo medidor.

2. Pluviómetros registradores (pluviógrafo).- Los pluviómetros simples sólo registran la cantidad de lluvia caída; no nos dicen nada acerca de la intensidad que ella adquiere en el transcurso de la precipitación, lo cual se consigue con los pluviógrafos. La intensidad de la lluvia es un parámetro importante para el diseño de obras hidráulicas como veremos en su oportunidad.

La descripción de estos pluviómetros puede verse en la referencia 3. Básicamente, el agua es recibida por un embudo y conducida a un depósito con doble compartimiento, oscilante alrededor de un pivote.

El movimiento oscilante del depósito es transmitido a una aguja que va marcando su trazo en un papel enrollado sobre un tambor que gira gracias a un mecanismo de relojería. El gráfico resultante recibe el nombre de pluviograma. El de la fig. 2.2 ha sido tomado de la referencia 4.

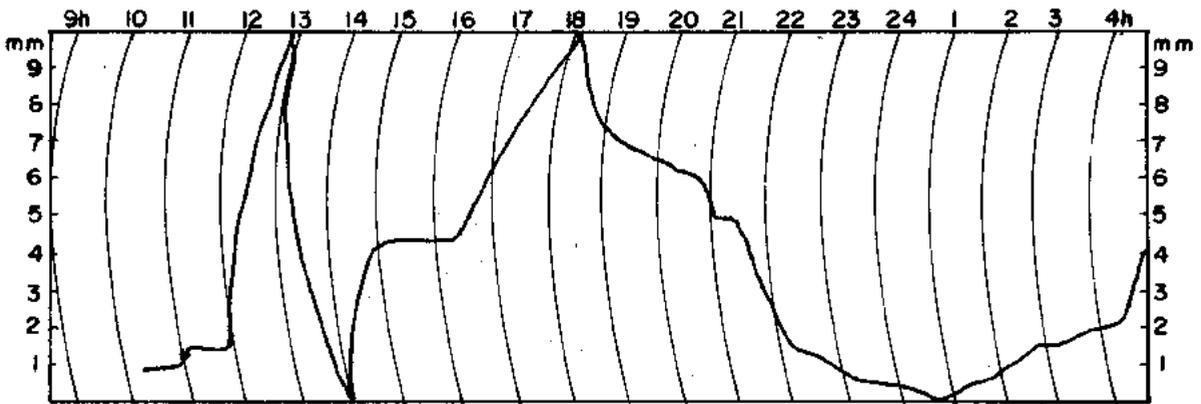


Fig. 2.2 PLUVIOGRAMA

3. Pluviómetros totalizadores.- Se utilizan cuando hay necesidad de conocer la pluviometría mensual o estacional de una zona de difícil acceso, donde sólo se va unas pocas veces al año. Estos pluviómetros acumulan el agua llovida durante un período de tiempo más o menos largo. Para proteger el agua de la congelación se usa cloruro de calcio u otro anticongelante, y para protegerla de la evaporación una capa de aceite.

Instalación.- Deben evitarse las instalaciones en los tejados y laderas con mucho viento. El mejor lugar para instalar un pluviómetro será aquél donde haya una superficie plana rodeada con arbustos o árboles que sirvan de protectores contra el viento, pero estos no deben estar tan cerca al pluviómetro que lo obstruyan.

Curva masa de precipitación en una estación

La curva masa es la representación de la precipitación acumulada vs. el tiempo. Se extrae directamente del pluviograma.

Si en una zona hay instalados un pluviómetro registrador y otros no registradores, próximos al primero, es posible obtener también las curvas masa para los no registradores. Para ello se supone que la curva masa de la precipitación en un pluviómetro no registrador es proporcional en la forma a la del pluviómetro registrador, excepto en lo que se define de otra manera por las lecturas observadas y las notas.

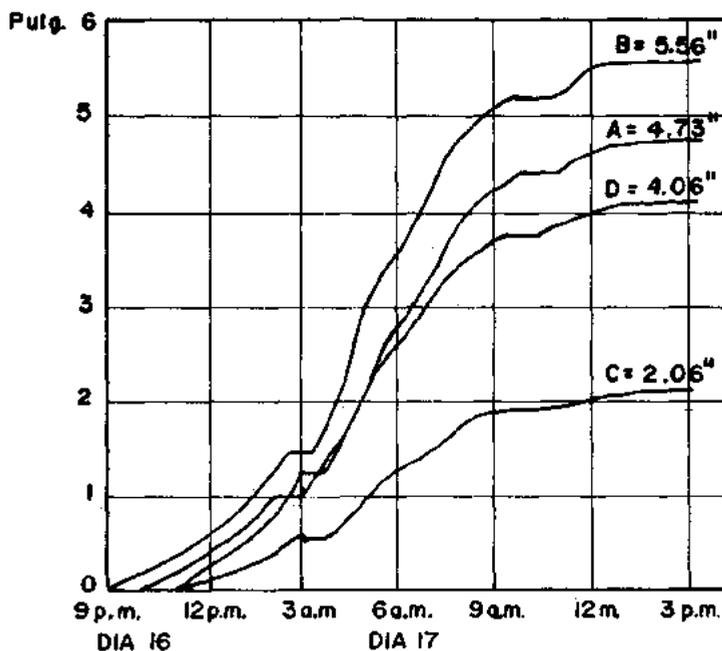
En la fig. 2.3 se han dibujado las curvas masa de la precipitación en cuatro estaciones próximas entre sí (A, B, C, D), de las cuales sólo la estación A es registradora.

Ejemplo 2.1

- B. Febrero 16 empezó a las 9 p.m.
17 terminó a las 9.30 a.m.
empezó a las 11 a.m.
terminó a la 1 p.m.
medida a las 6 p.m. = 5.56 pg.
- C. Febrero 16 empezó a las 11 p.m.
17 medida a las 6 p.m. = 2.06 pg.
- D. Febrero 16 empezó a las 10 p.m.
17 medida a las 8 a.m. = 3.40"
terminó a la 1.30 p.m.
medida a las 6 p.m. = 4.06"

A = pluviómetro registrador

B, C, D = pluviómetros no registradores con medida diaria a las 6 p.m.



2.3 Análisis de los Datos Pluviométricos

Las precipitaciones en altura de agua medidas con pluviómetros varían de un lugar a otro y, en un mismo lugar, de un tiempo a otro. Estas medidas constituyen un conjunto numeroso de datos, que es necesario analizar y sintetizar en unos pocos valores más manuable y fáciles de utilizar - en proyectos hidráulicos. Se recurre para ello a la Estadística, escogiendo un modelo matemático que represente el comportamiento de la lluvia en el lugar en estudio. Se utiliza para ello la experiencia acumulada sobre el particular. Esto es estudiado con cierto detenimiento en el Capítulo 10, de modo que ahora sólo veremos los aspectos generales del problema.

Ejemplo 2.2

La tabla 2.1 contiene las precipitaciones mensuales registradas en la estación de Sibayo, en Puno, tomadas de la referencia 4.

TABLA 2.1 PRECIPITACIONES MENSUALES EN SIBAYO - PUNO

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
1951	156.3	133.8	55.2	6.4	0.0	2.1	3.4	3.1	33.6	1.4	6.8	56.5	458.6
1952	126.3	163.9	152.2	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	76.4	76.4	619.2
1953	100.3	255.9	86.0	31.9	11.4	0.0	0.0	0.0	0.0	11.5	29.9	27.1	554.0
1954	123.6	154.4	221.6	17.8	18.0	6.0	3.0	0.0	5.0	21.3	22.8	160.9	754.4
1955	114.1	81.1	22.6	1.2	1.7	0.0	0.0	0.4	2.2	0.0	11.2	14.0	248.5
1956	122.4	164.7	150.0	3.5	0.0	27.1	0.0	0.0	8.7	5.8	1.6	97.0	580.8
1957	82.3	145.5	123.2	5.3	6.3	0.0	2.5	2.7	13.8	24.2	31.2	24.9	461.9
1958	64.0	131.9	102.6	25.1	7.9	1.0	0.0	0.0	5.0	5.9	9.7	213.5	566.6
1959	193.4	66.1	225.6	10.8	0.0	0.6	0.0	6.1	24.1	29.9	68.0	52.9	677.5
1960	152.4	152.3	91.1	55.1	28.0	0.8	0.0	24.8	17.7	6.3	103.5	163.7	795.7
Pro- me- dio	123.5	145.0	123.0	17.2	7.3	3.8	0.9	3.7	11.0	11.5	36.1	88.7	571.7

Valor central dominante.- En este caso viene a ser la precipitación anual media o módulo pluviométrico anual, que es 571.7 mm. Este valor da una idea de la magnitud de las lluvias en Sibayo.

Rango.- Es la diferencia entre los valores extremos de las precipitaciones anuales. Para el registro utilizado: 795.7 - 248.5 = 547.2 mm.

Desviación estándar o desviación típica.- Se define por la fórmula:

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum x^2 - \bar{x} \sum x}{n-1}} \quad \dots(2.1)$$

S_x ... desviación estándar de las precipitaciones anuales

\bar{x} ... valor promedio de las precipitaciones anuales = 571.7 mm.

x ... cada una de las precipitaciones anuales del registro

n ... longitud del registro en años (10).

Hechos los cálculos se obtiene $S_x = 159$ mm.

Coefficiente de variabilidad.- Se define: $\gamma(x) = \frac{S_x}{\bar{x}} \times 100 \dots (2.2)$

$$\gamma(x) = \frac{S_x}{\bar{x}} \times 100 = \frac{159}{571.7} \times 100 = 27.8 \%$$

Si suponemos que las precipitaciones anuales en Sibayo constituyen una población normal, y que la muestra tiene también una distribución de frecuencias normal como la población, entonces el punto medio de la campana de Gauss corresponde al valor medio \bar{x} y los demás valores respecto a la media se distribuyen así:

- el 50 % de los datos se encuentra entre $\bar{x} \pm \frac{2}{3} S_x$;
- el 68 % de los datos se encuentra entre $\bar{x} \pm S_x$;
- el 95 % de los datos se encuentra entre $\bar{x} \pm 2 S_x$.

Se interpreta diciendo que, en la localidad de Sibayo:

- es de esperar una precipitación anual comprendida entre 678.0 y 466.0 mm., con un 50 % de probabilidad;
- es de esperar una precipitación anual comprendida entre 731.0 y 413.0 mm., con un 68 % de probabilidad;
- es de esperar una precipitación anual comprendida entre 890.0 y 254.0 mm., con un 95 % de probabilidad.

Luego del trabajo que se acaba de hacer, ya es posible tomar decisiones para el diseño de alguna estructura hidráulica en particular que se proyecte en la zona de Sibayo, en Puno.

El manejo estadístico de la información pluviométrica, es decir el estudio de su comportamiento según un modelo matemático, sólo es posible realizarlo cuando la información reúne estos tres requisitos: es completa, consistente y de extensión suficiente. Es por eso que, una información pluviométrica antes de ser estudiada en su comportamiento debe ser revisada en estos tres aspectos, en la forma cómo se describe enseguida.

2.3.1 Estimación de Datos Faltantes

Frecuentemente se halla uno con que faltan datos en los registros de lluvias. Esto se debe a ausentismo del operador o a fallas instrumentales.

Se llama correlación a la operación o procedimiento por medio del cual se completan los datos faltantes. Para ello se utilizan los datos de estaciones índices, que sí tienen los datos completos y que se seleccionan de modo que estén lo más cerca posible y sean de altitud parecida a la estación en estudio. Distancia y altitud son pues los factores principales para la selección de las estaciones índice.

Métodos de estimación

Método del U.S. Weather Bureau.- Si los datos faltantes son lluvias diarias, se escogen tres estaciones índice A, B, C.

- a) Si la precipitación anual media en cada estación índice (\bar{x}_A , \bar{x}_B , \bar{x}_C) está dentro de un 10 % de la correspondiente a la estación incompleta (\bar{x}), un promedio aritmético simple de las precipitaciones en las estaciones índice da una estimación adecuada. En los ejemplos que siguen las precipitaciones están en mm.

Ejemplo 2.3

Estación	\bar{x}	Δ	%	día j
A	680	10	1.5	15
B	710	40	6.0	20
C	701	31	4.6	25
x	670			

$$\bar{x} = \frac{15 + 20 + 25}{3} = 20 \text{ mm.}$$

- b) Si la precipitación anual media en cualquiera de las estaciones índice difiere de aquella de la estación problema en más de un 10 %, se utiliza la fórmula:

$$p_x = \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} p_A + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_B} p_B + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_C} p_C \right) \quad \dots (2.3)$$

Si los datos faltantes son precipitaciones anuales, se puede aplicar el método de los promedios o el método de la recta de regresión.

Método de los promedios.- Se escoge una estación índice (A) cuya precipitación anual media es \bar{x}_A ; si la estación problema es la estación x, se halla su correspondiente precipitación anual media \bar{x} y se establece la proporción:

$$\frac{x}{\bar{x}_A} = \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} \quad \dots (2.4)$$

de donde se puede despejar x que es el dato faltante. Hay que tener cuidado de hallar los valores medios para el período común de registros, como se puede apreciar en el ejemplo 2.4.

Ejemplo 2.4

	\bar{x}_A	x
1984	754	731
1985	766	690
1986	166	
1987	410	306
1988	576	610

$$\bar{x} = \frac{731 + 690 + 306 + 610}{4} = 584.3$$

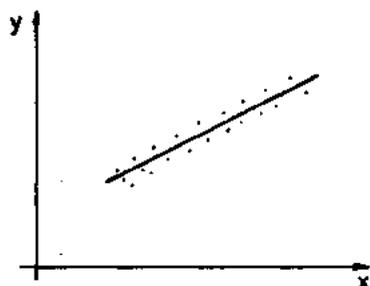
$$\bar{x}_A = \frac{754 + 766 + 410 + 576}{4} = 626.5$$

$$x = \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} \cdot x_A = \frac{584.3}{626.5} \cdot 166 = 154.8 \text{ mm.}$$

Si hay dos o tres estaciones índice se procede igual con cada una de ellas, obteniéndose 2 ó 3 valores de x. El valor final de x será el promedio de esos valores.

Método de la recta de regresión.- Por razones de comodidad se va a designar con "y" a la estación con datos incompletos y con "x" a la estación índice. Básicamente, el método consiste en:

1. Dibujar el diagrama de dispersión (puntos de coordenadas x, y);
2. Ajustar una recta a ese diagrama de dispersión;
3. Esta recta, llamada "línea de regresión", se usa para completar la información faltante en y.



Esto mismo puede realizarse analíticamente.

Cuando hay varias estaciones índice surge la interrogante de cuál de ellas utilizar. La respuesta la encontramos en la Estadística: de varias estaciones índice la mejor correlacionada con la estación incompleta es la de mejor coeficiente de correlación (r).

$$r = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{(n-1) S_x \cdot S_y} \quad \dots (2.5)$$

- n número de pares de datos conocidos = número de datos de y ;
- \bar{x} media aritmética de los datos de x que forman parejas con los de y ;
- \bar{y} media aritmética de todos los datos de y ;
- S_x desviación estándar para todos los datos de x que forman parejas con los de y ;
- S_y desviación estándar para todos los datos de y.

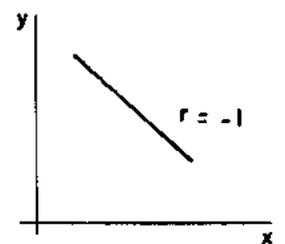
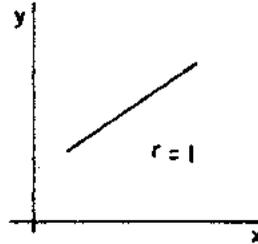
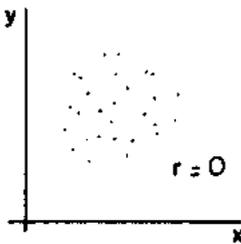
$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y})^2}{n-1}} \quad \dots (2.6)$$

Los valores de r varían de -1 a +1.

$r = 0$, significa que no existe ningún grado de asociación entre los valores de x y los valores de y (correlación nula).

$r = 1$, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente positiva (correlación directa óptima).

$r = -1$, significa que los puntos del diagrama de dispersión se alinean en una recta de pendiente negativa (correlación inversa óptima).



En el caso presente de precipitaciones anuales, la experiencia indica que la correlación es directa y entonces la ecuación de la recta de regresión es:

$$y' = \alpha + \beta x \quad \dots (2.7)$$

La letra y con índice (y') se emplea para referirse a los valores derivados de la recta de regresión.

Los valores de los coeficientes α y β se hallan generalmente con la teoría de los mínimos cuadrados.

En vez de (2.7) se prefiere usar:

$$y' = a + b (x - \bar{x}) \quad \dots (2.8)$$

Siempre con la teoría de mínimos cuadrados se halla:

$$a = \bar{y}$$

$$b = \frac{\sum (x - \bar{x}) y}{\sum (x - \bar{x})^2} = \frac{\sum xy - n \bar{x} \bar{y}}{\sum x^2 - n \bar{x}^2} \quad \dots (2.9)$$

Se demuestra también que : $b = r \frac{S_y}{S_x} \quad \dots (2.10)$

siendo r , como antes, el coeficiente de correlación.

Ejemplo 2.5

Completar la información para la estación pluviométrica A a partir de las estaciones índice B y C, próximas a A y de altitudes parecidas, mediante el método de la recta de regresión. Las cifras se refieren a precipitaciones anuales en mm.

	A	B	C
1967	786	628	765
8	846	708	876
9	1332	1112	1020
1970	918	816	641
1		830	918
2	930	803	781
3	1115	1020	849
4	887	867	807
5	800	1056	875
6	857	847	947
7	930	756	889
8		918	799
9	888	793	871
1980	915	1002	1000
1	817	831	933
2	999	797	849

Se correlaciona primero A con B y luego A con C hallando en cada caso el respectivo coeficiente de correlación r con la ecuación 2.5. Se escoge luego la estación de mayor r y se halla la ecuación de la recta de regresión.

Correlacionando A con B:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= 860 & S_x &= 133.67 \\ \bar{y} &= 930 & S_y &= 138.19 & r &= 0.59 \end{aligned}$$

Correlacionando A con C:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= 865 & S_x &= 94.69 \\ \bar{y} &= 930 & S_y &= 138.19 & r &= 0.33 \end{aligned}$$

Se escoge la estación B. Ecuación de la recta de regresión (2.8):

$$y' = \bar{y} + r \frac{S_y}{S_x} (x - \bar{x})$$

$$y' = 930 + 0.59 \frac{138.19}{133.67} (x - 860)$$

$$y' = 930 + 0.61 (x - 860)$$

Los datos faltantes son:

$$\begin{aligned} \text{año 1971} & & x &= 830 & y' &= 912 \text{ mm.} \\ \text{año 1978} & & x &= 918 & y' &= 965 \text{ mm.} \end{aligned}$$

2.3.2 Análisis de Consistencia

Cualquier cambio en la ubicación como en la exposición de un pluviómetro puede conllevar un cambio relativo en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro. El registro completo publicado representará condiciones inexistentes. Un registro de este tipo se dice que es inconsistente.

Una forma de detectar las inconsistencias es mediante las curvas doble másicas.

Una curva doble másica se construye llevando en ordenadas los valores acumulados de la estación en estudio y en abscisas los valores acumulados de un patrón, que consiste en el promedio de varias estaciones índice.

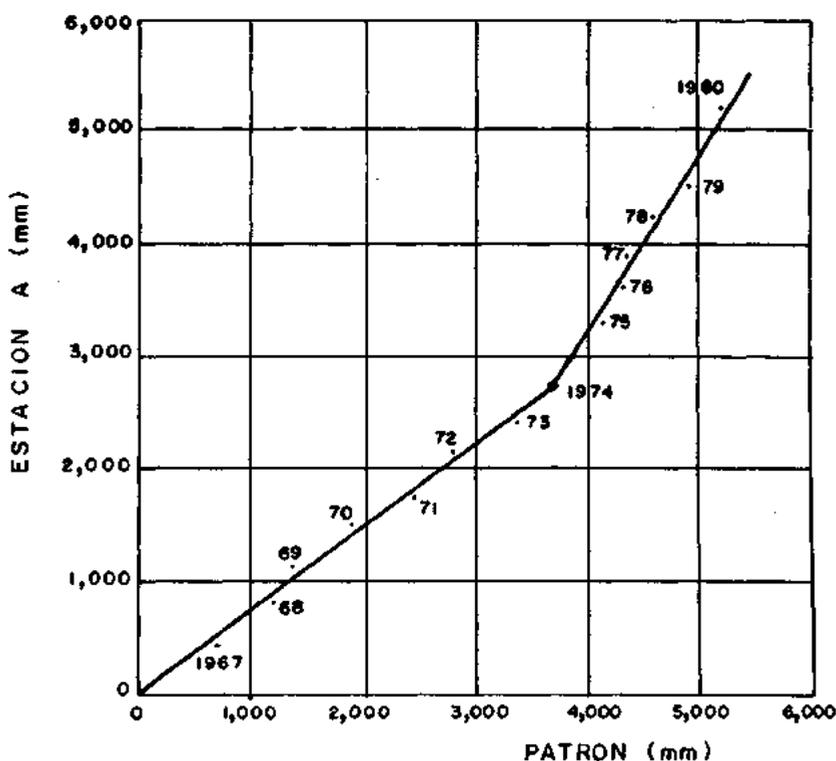


Fig. 2.4 CURVA DOBLE MASA

En la fig. 2.4 se observa un quiebre el año 1974. Si se supone que las estaciones que componen el patrón son confiables éste será consistente y por lo tanto el quiebre debe atribuirse a una inconsistencia de la estación en estudio, A.

Es necesario ajustar los valores del período más lejano (1967-1973) para reducirlos a las condiciones de ubicación, exposición, etc. imperantes en el período más reciente (1974-1980). En el ejemplo de la fig. 2.4, el ajuste o corrección se realiza multiplicando cada precipitación del período 1967 a 1973 por la razón de las pendientes $\frac{m_2}{m_1}$:

$$pc = \frac{m2}{m1} \cdot p \quad \dots (2.11)$$

p ... precipitación observada
 pc .. precipitación corregida
 m2 .. pendiente del período más reciente
 m1 .. pendiente del período cuando se observó p.

La ecuación 2.11 corrige la precipitación registrada de manera que la curva doble másica se convierte en una sola recta.

Se ha partido de suponer que el patrón es consistente. Sin embargo, se recomienda verificar la consistencia de cada estación índice. Es to se hace dibujando una curva doble másica entre cada estación y el patrón formado por las restantes. Aquellas estaciones que resul ten inconsistentes deben ser removidas del patrón.

Al trazar la curva doble másica no se consideran los quiebres que no persisten por más de 5 años, ya que se considera que los quie bres cortos se deben principalmente a la variabilidad inherente a los datos hidrológicos.

A veces un cambio pequeño en la ubicación del pluviómetro, de sólo unos cuantos metros, puede afectar su exposición y provocar incon sistencias en el registro. Además, aunque el pluviómetro no cambie de ubicación su exposición puede verse afectada por el crecimiento de vegetación cercana, o por la construcción de edificios en los al rededores.

No se recomienda usar curvas doble másicas en regiones montañosas, porque las diferencias en los registros de estaciones cercanas pueden deberse a eventos meteorológicos diferentes.

2.3.3 Extensión del Registro

El tercer requisito para que un registro pluviométrico sea sometido a análisis probabilístico (apartado 2.3) es que sea de exten sión suficiente. No es posible precisar cuántos años debe tener un registro pluviométrico. Es evidente, sin embargo, que cuanta mayor extensión tenga es mejor. En la práctica se presentan esta ciones con muy pocos años, las mismas que pueden extenderse sólo unos cuantos años también.

Una primera forma de extender un registro de corta duración es me diante la recta de regresión (2.3.1). El registro x es más largo que el registro y; los valores extendidos son valores y'.

Una segunda forma es mediante la curva doble másica. Aquí el pa trón es más extenso que la estación A (2.3.2).

Comentario.- En el trabajo de acondicionamiento de una cierta in formación pluviométrica, las correcciones se aplican en el siguien te orden:

1° Análisis de consistencia. Si hay datos faltantes se hace un relleno provisional aproximado con el método de los promedios.

- 2° Relleno de datos faltantes. Se emplea el método de la recta de regresión.
- 3° Extensión del registro. Con cualquiera de las dos formas in cadas.

2.4 Estudio de la Cuenca

Definición. Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Delimitación. La delimitación de una cuenca se hace sobre un plano a curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuarum o líneas de las altas cumbres. En la fig. 2.5 se ha delimitado la cuenca del río x correspondiente al punto P.

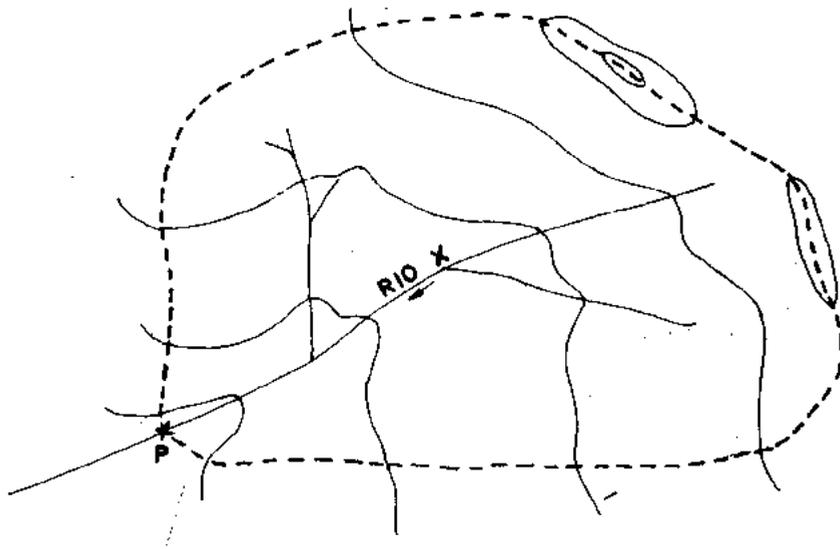


Fig. 2.5 CUENCA DEL PUNTO P

Con el fin de establecer grupos de cuencas hidrológicamente semejantes, se estudian una serie de características físicas en cada cuenca.

Superficie. Se refiere al área proyectada en un plano horizontal. Se determina con planímetro.

Topografía. Se describe a través de dos gráficos característicos:

Curva hipsométrica.- Representa la relación entre la altitud en m.s.n.m. y la superficie que queda por encima de dicha altitud (fig. 2.6).

Polígono de frecuencia de altitudes.- Es la representación gráfica de la distribución en porcentaje de las superficies ocupadas por diferentes escalones altitudinales (fig. 2.6).

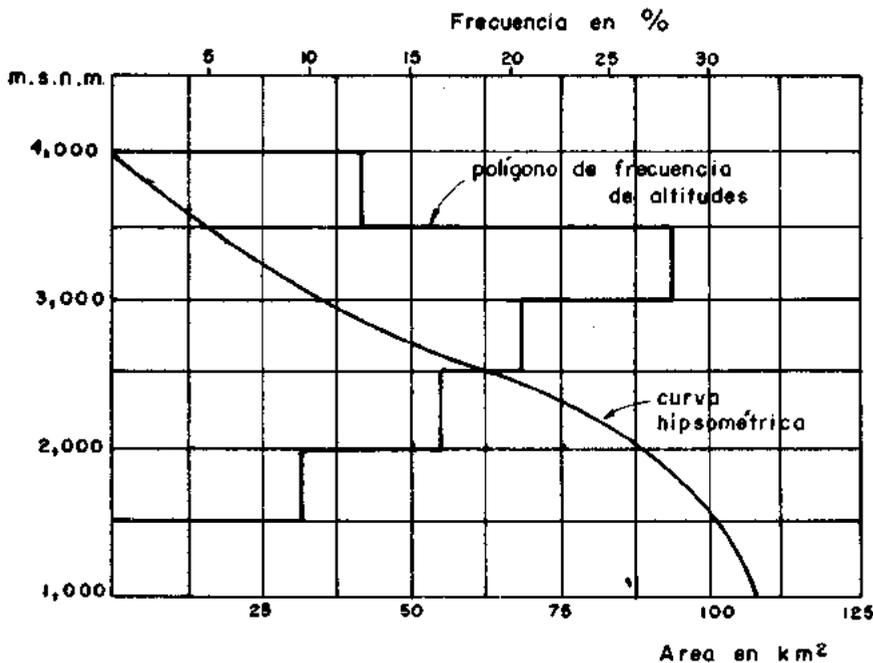


Fig. 2.6 CURVAS CARACTERISTICAS

Altitudes características. Se obtienen a partir de los gráficos anteriores.

Altitud media: es la ordenada media de la curva hipsométrica. ~~Divide a la cuenca en dos áreas iguales.~~ Se obtiene dividiendo el área debajo de la curva hipsométrica entre el área de la cuenca

Altitud más frecuente: es el escalón que alberga el mayor porcentaje de área.

Geología y suelos. Esta información es útil sobre todo para el estudio de las napas de agua subterránea y para la determinación de la escorrentía, porque la geología y el tipo de suelo son factores importantes de la infiltración.

Cobertura. Se refiere al tipo de cubierta vegetal. También es un factor importante para la determinación de la escorrentía.

Glaciología. Se refiere a la ubicación, en la cuenca, de los nevados. Estos nevados, cuando existen, aseguran un cierto caudal permanente en los ríos, aun en las épocas en que no llueve; actúan como reservorios.

Perfil. En muchos casos conviene dibujar en papel milimetrado el perfil longitudinal del curso principal, para tener una idea de las pendientes que tiene en los diferentes tramos. Esto es especialmente útil en el caso de los aprovechamientos hidroeléctricos.

Estaciones. Como ya se indicó con anterioridad (apartado 1.2), es obligación del Estado establecer estaciones de medición en todas las cuencas de relativa importancia. El objeto es disponer de registros de lluvias, caudales, radiación, temperatura, evaporación y otros.

2.5 Precipitación Media en la Cuenca

A partir de las lluvias medidas en los pluviómetros es posible calcular la precipitación media en la cuenca. Singularmente útil resulta la precipitación media anual, o módulo pluviométrico anual, en la cuenca.

Los pluviómetros deben ubicarse estratégicamente y en número suficiente para que la información resulte de buena calidad.

El problema entonces se refiere al cálculo de la lámina o altura de agua que cae en promedio durante 1 año en una cuenca. Existen para ello varios métodos disponibles, de los cuales los más usados son los tres que se describen a continuación.

Promedio aritmético.- Si p_1, p_2, \dots, p_n son las precipitaciones anuales observadas en diferentes puntos de la cuenca, entonces la precipitación anual media en la cuenca es:

$$p = \frac{p_1 + p_2 + \dots + p_n}{n} \quad \dots (2.12)$$

Es el método más sencillo pero que sólo da buenos resultados cuando el número de pluviómetros es grande.

•Polígonos Thiessen.- El método consiste en (fig. 2.7):

1. Unir las estaciones formando triángulos;
2. Trazar las mediatrices de los lados de los triángulos formando polígonos. Cada polígono es el área de influencia de una estación;
3. Hallar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n de los polígonos.
4. Si p_1, p_2, \dots, p_n son las correspondientes precipitaciones anuales, entonces:

$$p = \frac{p_1 a_1 + p_2 a_2 + \dots + p_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n} \quad \dots (2.13)$$

es la precipitación anual media en la cuenca.

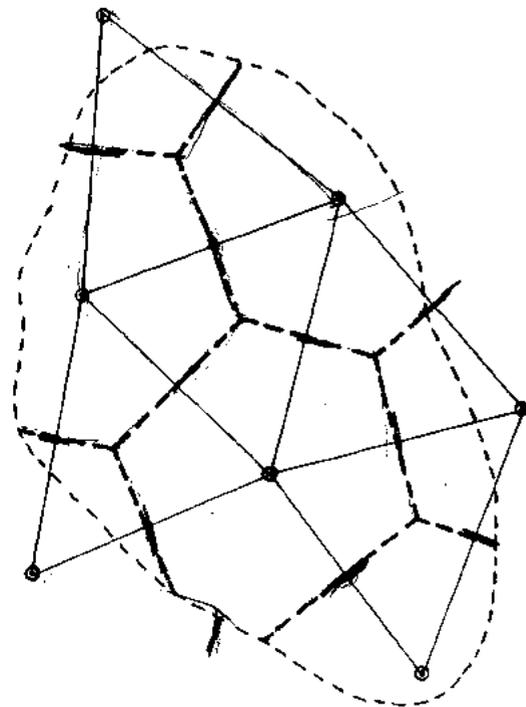


Fig.2.7 POLIGONOS THIESSEN

Curvas Isoyetas.- Se define isoyeta la línea de igual precipitación.

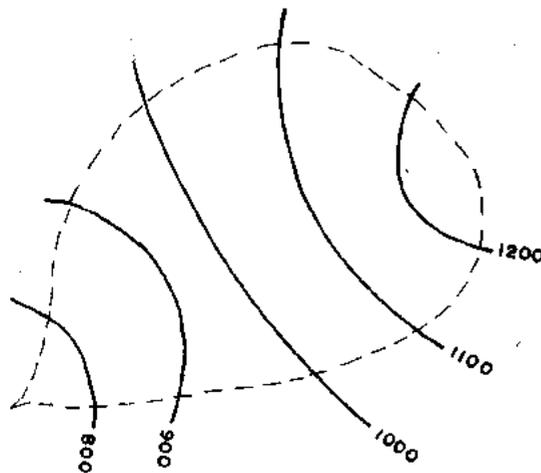
El método consiste en (fig. 2.8):

- 1° Trazar las isoyetas, interpolando entre las diversas estaciones, de modo similar a cómo se trazan las curvas de nivel;
- 2° Hallar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n entre cada 2 isoyetas seguidas;
- 3° Si p_0, p_1, \dots, p_n son las precipitaciones anuales representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$p = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} a_1 + \dots + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n} \dots (2.14)$$

es la precipitación anual media en la cuenca.

Fig.2.8 ISOYETAS



De los tres métodos, el más preciso es el de las isoyetas, porque en la construcción de las curvas isoyetas el ingeniero puede utilizar todo su conocimiento sobre los posibles efectos orográficos. Por ejemplo, si existen dos estaciones en un valle, una en cada ladera, no se puede su poner que la precipitación que cae durante una tormenta varíe linealmen te entre las dos estaciones.

Método de Thiessen mejorado.-

El método clásico de Thiessen se puede mejorar asignándole un peso a ca da estación, de modo que la precipitación media en toda la cuenca se evalúe en la forma simple:

$$P = \sum P_i \cdot p_i \quad (2.15)$$

- P = precipitación media en la cuenca, en lámina de agua
- P_i = precipitación en cada estación
- p_i = el peso de cada estación

Para los polígonos Thiessen de una cuenca los pesos se determinan una so la vez, del modo que a continuación se indica.

- 1° Se dibujan los polígonos Thiessen y las curvas isoyetas al mismo tiempo (fig. 2.9)

2° Se halla la precipitación sobre cada polígono operando con las isoyetas.

$$h = \Sigma hm. \frac{a}{aT} \quad (2.16)$$

hm = precipitación media entre isoyetas
a = área comprendida entre isoyetas
aT = área del polígono

3° Se anota la relación de áreas de cada polígono (área del polígono entre área de la cuenca).

4° Se halla el peso de cada estación con la fórmula:

$$p_i = \frac{\text{precip. sobre el polígono}}{\text{precip. en la estación}} \times \text{relación de áreas} \quad (2.17)$$

Ejemplo 2.6

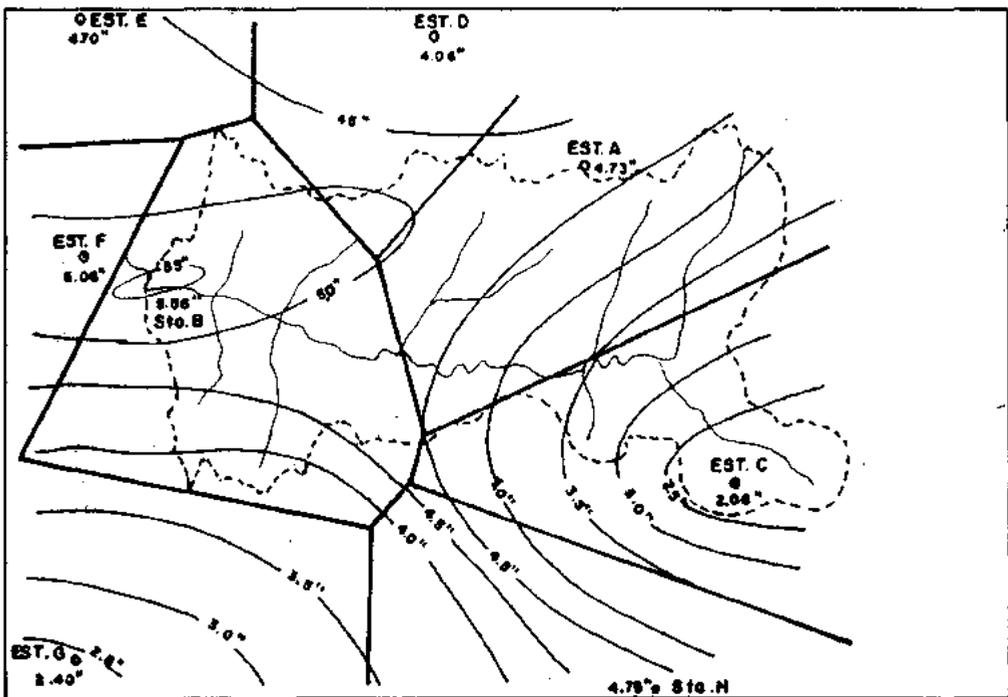


Fig. 2.9 POLIGONOS THIESSEN Y CURVAS ISOYETAS

Ver cálculo de los pesos en la tabla 2.2.

Precipitación media en la cuenca (con la fórmula 2.15).

$$P = 4.73 \times 0.35 + 5.56 \times 0.31 + 2.06 \times 0.29 + 4.06 \times 0.04 = 4.14 \text{ pg.}$$

De haberse procedido con el método ordinario de Thiessen:

$$P = 4.73 \times 0.389 + 5.56 \times 0.370 + 2.06 \times 0.211 + 4.06 \times 0.03 = 4.45 \text{ pg.}$$

TABLA 2.2 CALCULO DE LOS PESOS

Estación (1)	Precip. sobre el polígono Thiessen (2)	Relación de áreas (3)	Precip. en la estación (4)	Peso = $\frac{(2)}{(4)} \times (3)$
A	4.3	0.389	4.73	0.35
B	4.6	0.370	5.56	0.31
C	2.8	0.211	2.06	0.29
D	5.0	0.030	4.06	0.04

Para que el método modificado resulte práctico, las isoyetas y los polígonos se dibujan una sola vez, para la información de mayor confianza, a fin de obtener los pesos de las estaciones. De ahí en adelante, para evaluar la precipitación media en la cuenca sólo se requieren los datos de precipitación en las estaciones (fórmula 2.15).

El método de los polígonos Thiessen recién descrito, junto con el ejemplo numérico, están contenidos en la referencia 6, de donde han sido tomados con ciertos ajustes para su adaptación al presente texto.

6 Curva Masa de la Precipitación Media en la Cuenca

Ejemplo 2.7

La figura 2.9 muestra una cuenca y cuatro estaciones pluviométricas A, B, C y D, de las cuales sólo la A es registradora. Con las posiciones de estas cuatro estaciones se han dibujado los polígonos Thiessen y con los totales registrados de una cierta precipitación se han dibujado las curvas isoyetas.

En la fig. 2.3 se han dibujado las curvas masa de las precipitaciones en las cuatro estaciones.

Los pesos de las estaciones son, respectivamente, 0.35, 0.31, 0.29 y 0.04 (ejemplo 2.6).

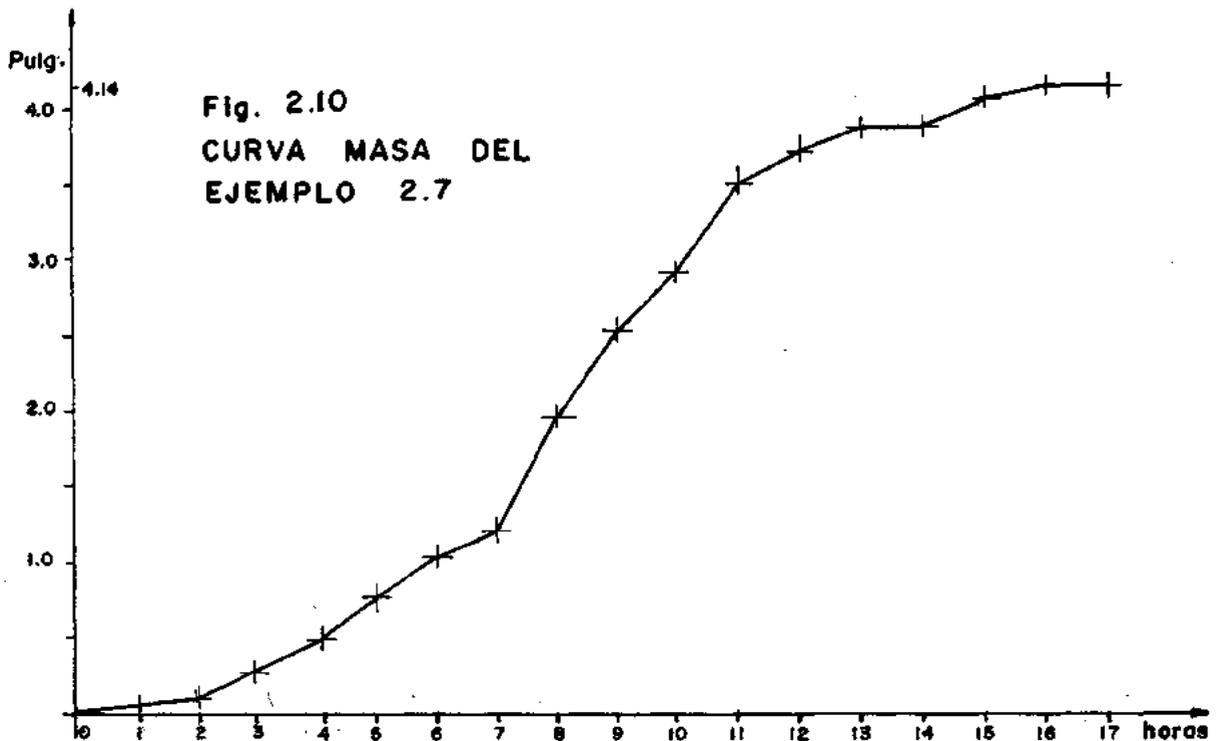
La idea es, a partir de esta información, dibujar la curva masa de la precipitación media en la cuenca.

El método consiste en calcular el promedio pesado de las precipitaciones horarias. Para ello se determinan los incrementos horarios de la precipitación, se multiplican por los pesos y se suman, como se muestra en la tabla 2.3.

TABLA 2.3 CURVA MASA DE LA PRECIPITACION MEDIA

t hrs	ESTACION A			ESTACION B			ESTACION C			ESTACION D			Σ (3)
	$\frac{p}{m}$ (1)	$\Delta \frac{p}{m}$ (2)	$\frac{.35 \times p}{\Delta m}$ (3)	m (1)	Δm (2)	$\frac{.31 \times m}{\Delta m}$ (3)	m (1)	Δm (2)	$\frac{.29 \times m}{\Delta m}$ (3)	m (1)	Δm (2)	$\frac{.04 \times m}{\Delta m}$ (3)	
0				0									
1				0.17	0.17	.053				0			.053
2	0			0.33	0.16	.050	0			0.15	0.15	.006	.056
3	0.20	0.20	.070	0.52	0.19	.059	0.09	0.09	.026	0.29	0.14	.006	.161
4	0.40	0.20	.070	0.80	0.28	.087	0.17	0.08	.023	0.52	0.23	.009	.189
5	0.73	0.33	.116	1.20	0.40	.124	0.32	0.15	.044	0.84	0.32	.013	.297
6	1.20	0.47	.164	1.41	0.21	.065	.52	0.20	.058	1.01	0.17	.007	.294
7	1.20	0	0	1.85	0.44	.136	.52	0	0	1.34	0.33	.013	.149
8	2.05	0.85	.298	2.91	1.06	.329	.89	0.37	.107	2.05	0.71	.028	.762
9	2.80	0.75	.262	3.49	0.58	.180	1.22	0.33	.096	2.47	0.42	.017	.555
10	3.15	0.35	.122	4.19	0.70	.217	1.37	0.15	.044	3.00	0.53	.021	.404
11	3.90	0.75	.262	4.79	0.60	.186	1.70	0.33	.096	3.40	0.40	.016	.560
12	4.20	0.30	.105	5.08	0.29	.090	1.83	0.13	.038	3.63	0.23	.009	.242
13	4.40	0.20	.070	5.18	0.10	.031	1.92	0.09	.026	3.73	0.10	.004	.131
14	4.40	0	0	5.18	0	0	1.92	0	0	3.83	0.10	.004	.004
15	4.59	0.19	.066	5.49	0.31	.096	2.00	0.08	.023	3.97	0.14	.006	.191
16	4.70	0.11	.038	5.56	0.07	.022	2.04	0.04	.012	4.04	0.07	.003	.075
17	4.73	0.03	.010	5.56	0	0	2.06	0.02	.006	4.06	0.02	.001	.017
Total	4.73	1.653		5.56	1.725		2.06	0.599		4.06	.163		

Los valores de la última columna son los promedios pesados de las precipitaciones horarias en la cuenca, valores con los que se puede dibujar la curva masa.



2.7 Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia

Se define tormenta el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. Una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una extensa región.

De las tormentas interesa conocer las curvas intensidad - duración - frecuencia.

Intensidad.- Se mide en mm/h. y su valor varía durante la tormenta.

Duración.- Se mide en minutos o en horas. Es el tiempo transcurrido entre el comienzo y el fin de la tormenta.

Período de duración.- Es un concepto importante. Es un período de tiempo dentro de la duración de la tormenta. Se escogen períodos de duración tipos. Por ejemplo: 10 m., 30 m., 60 m., 120 m., 240 m. Lo que se busca, como veremos, son las intensidades máximas para estos períodos de duración.

Frecuencia.- Aclararemos este concepto mediante un ejemplo. Una tormenta de frecuencia 1/15 significa que es probable que se presente, como término medio, una vez cada 15 años. Los 15 años vienen a constituir el tiempo de retorno o período de retorno de dicha tormenta.

El análisis de tormentas tiene por objeto obtener aseveraciones como la de este otro ejemplo, más completo. "En el lugar tal, es probable que se presente una tormenta de intensidad máxima 48 mm/h., para un período de duración de 20 minutos, cada 15 años en promedio".

Si bien este asunto del análisis de tormentas ha podido posponerse para ser estudiado en el Capítulo 10, lo vamos a tratar aquí porque necesitamos el resultado del análisis de tormentas para una buena interpretación de la fórmula racional (Capítulo 7).

El análisis de tormentas se hace a través de siete etapas o pasos.

Paso 1.- Se parte de un pluviograma, es decir el registro de un pluviógrafo, como el de la fig. 2.2.

Paso 2.- Se hace la siguiente tabulación, a partir del pluviograma.

Hora	Intervalo de tiempo min.	Lluvia parcial mm.	Intensidad mm / h
11.00			
	60	0.5	0.5
12.00			
	50	8.5	10.2
12.50			
	70	10.0	8.6
14.00			
	140	4.5	1.9
16.20			

Hora. Se anotan las horas en que cambia la intensidad.

Intervalo de tiempo. Es el intervalo entre las horas de la primera columna.

Lluvia parcial. Es la lluvia caída en cada intervalo de tiempo. Se saca por diferencia.

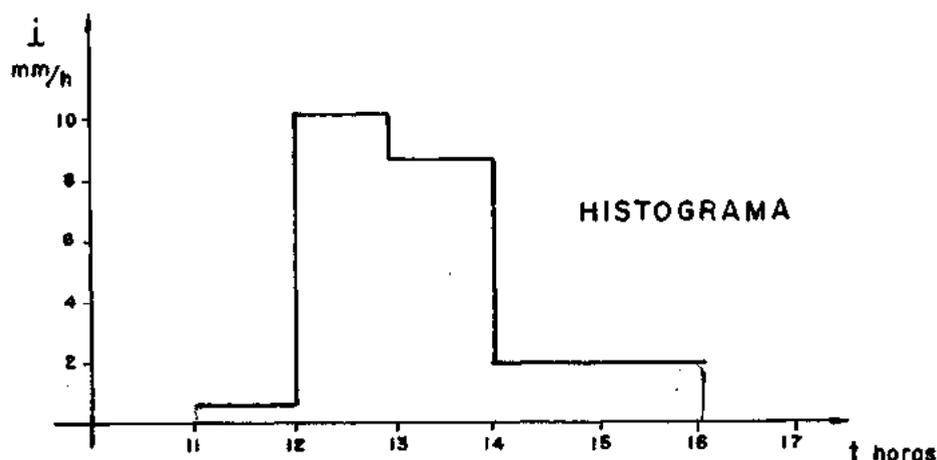
Intensidad. Es la precipitación referida a 1 hora, para cada intervalo de tiempo. Se obtiene mediante una regla de tres. Para el segundo intervalo, por ejemplo:

$$\frac{8.5}{50} = \frac{x}{60} \quad x = \frac{8.5 \times 60}{50} = 10.2 \text{ mm/h.}$$

Paso 3.- Se dibuja el gráfico intensidad - tiempo, que recibe el nombre de histograma.

El histograma permite apreciar más objetivamente cómo varía la intensidad durante la tormenta.

Paso 4.- Se calcula la intensidad máxima para diferentes períodos de duración. Fijemos 10 m., 30 m., 60 m., 120 m., 240 min



- a) Tomemos la intensidad máxima: 10.2 mm/h durante 50 min. Luego la intensidad máxima para períodos de duración de 10 m. y 30 m. es 10.2 mm/h.
- b) Para 60 min. faltan 10 min. Hay que buscar antes o después de los 50 min. la intensidad máxima inmediata inferior: 8.6 mm/h durante 70 min. Luego, la intensidad máxima para 60 min. será:

$$\frac{50}{60} \times 10.2 + \frac{10}{60} \times 8.6 = 9.9 \text{ mm/h.}$$

- c) Análogamente, para 120 min. :

$$\frac{50}{120} \times 10.2 + \frac{70}{120} \times 8.6 = 9.3 \text{ mm/h.}$$

- d) Para 240 min:

$$\frac{50}{240} \times 10.2 + \frac{70}{240} \times 8.6 + \frac{120}{240} \times 1.9 = 5.6 \text{ mm/h.}$$

Después del paso 4 se tiene la siguiente tabla:

Período de duración (min.)	10	30	60	120	240
Intensidad máxima (mm/h)	10.2	10.2	9.9	9.3	5.6

Falta ver cómo se determina la frecuencia.

Para esto, se procede a analizar todas las tormentas caídas en el lugar siguiendo el proceso ya indicado; es decir que para cada tormenta se ha lla la intensidad máxima en diferentes períodos de duración.

Paso 5.- Se tabulan los resultados en orden cronológico, tomando la intensidad mayor de cada año para cada período de duración.

Año	Período de duración (min.)				
	10	30	60	120	240
1950	102	81	64	42	21
1951	83	70	56	33	16
1952	76	61	42	29	19
1953	102	72	45	32	23
1954	61	58	36	28	14
.
.
.
.

Paso 6.- Procediendo por separado para cada período de duración, se colocan en orden decreciente, prescindiendo del año, los valores de la tabla última.

N° de orden m	Frecuencia $P = \frac{m}{n}$	Tiempo de retorno $T = \frac{1}{P}$	Período de duración (min.)				
			10	30	60	120	240
1	1/30	30	105	83	65	44	23
2	2/30	15	102	81	64	42	21
3	3/30	10	76	72	58	37	19
.
.
.
n=30							

Paso 7.- Se construyen las curvas intensidad-duración-frecuencia.

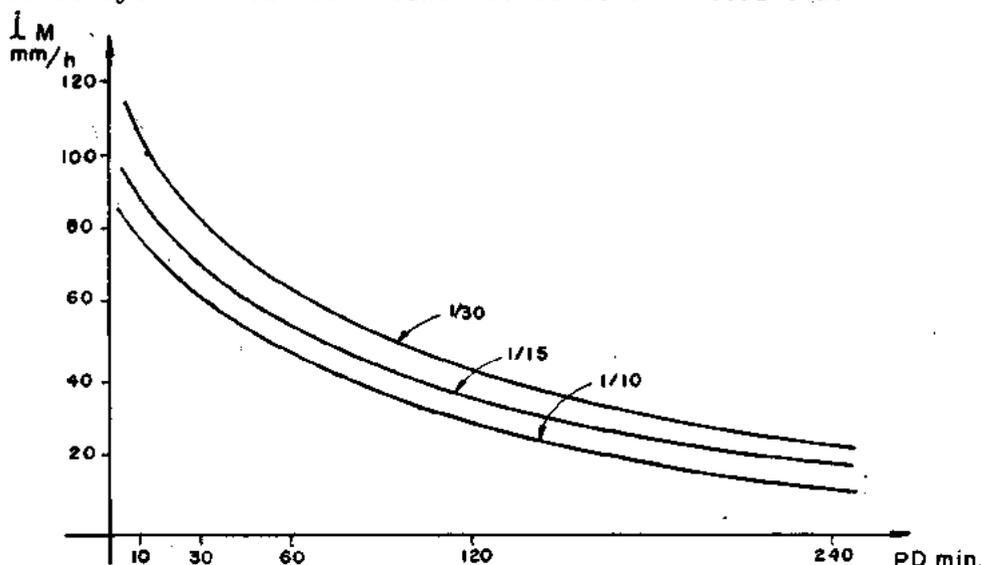


Fig. 2.II CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

Se ilustra el uso de estas curvas con un par de ejemplos. En este lugar, es probable que se presente una tormenta de intensidad máxima igual a 72 mm/h. para un período de duración de 30 min., cada 15 años en término medio.

En este lugar, la intensidad máxima para un período de duración de 120 min. y período de retorno de 30 años es 44 mm/h.

A las tormentas de frecuencias 1/15, 1/10, 1/5, etc. se les llama "tormenta de los 15, 10, 5 años", etc., respectivamente.

La probabilidad de que un año cualquiera se presente una tormenta de magnitud igual o mayor que la magnitud de la tormenta de los 5 años, es: $1/5 = 0.20 = 20\%$.

2.8 Problemas

Problema 2.1

En una cierta cuenca se han instalado pluviómetros en 4 estaciones A, B, C, D. Las altitudes de las 4 estaciones son parecidas.

La estación A está situada entre las estaciones B, C, D, a las distancias:

$$\begin{aligned}A - B &= 10 \text{ Km.} \\A - C &= 5 \text{ Km.} \\A - D &= 2 \text{ Km.}\end{aligned}$$

Durante un cierto día fueron registradas las siguientes lluvias:

$$\begin{aligned}B &: 50 \text{ mm.} \\C &: 25 \text{ mm.} \\D &: 2 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Hallar la altura de lluvia en A.

Problema 2.2

En una cierta cuenca se han instalado 4 pluviómetros totalizadores de lectura mensual. En un cierto mes del año falta una de las lecturas, mientras que las restantes son 37, 43 y 51. Si las precipitaciones medias anuales de estos 3 pluviómetros son 726, 752 y 840 mm., respectivamente, y del pluviómetro incompleto 694 mm., estimar la lectura faltante de precipitación mensual.

Problema 2.3

La fig. 2.12 representa el registro de un pluviógrafo durante una cierta tormenta.

Calcular las intensidades de lluvia durante períodos sucesivos de 1 hora y dibujar el histograma.

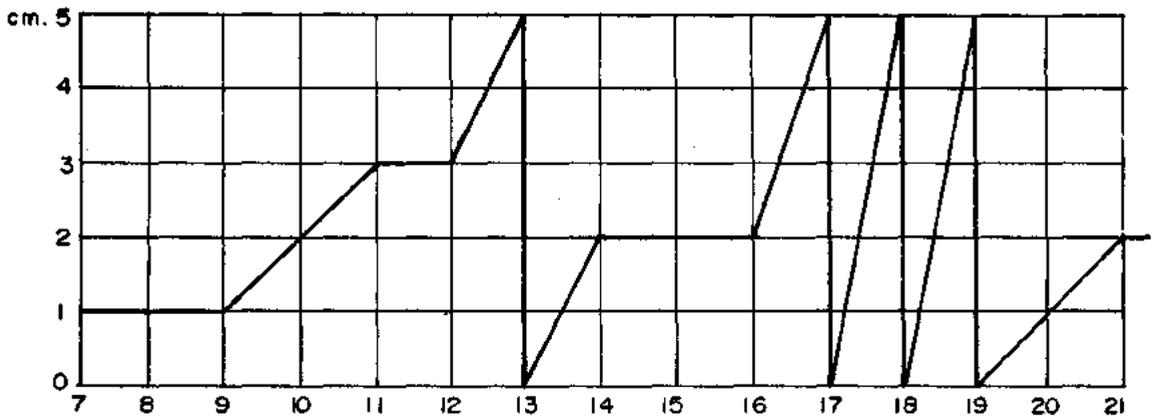
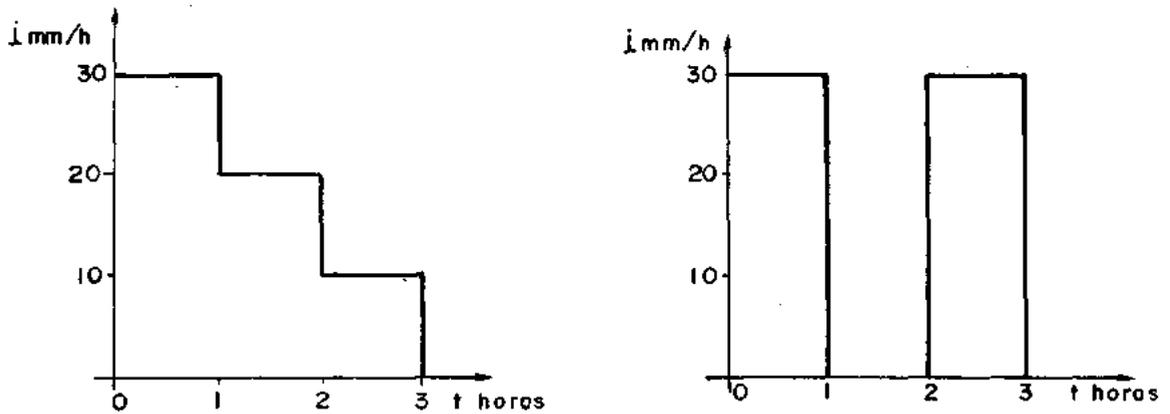


Fig. 2.12 PLUVIOGRAMA DEL EJEMPLO 2.3

Problema 2.4

Las dos figuras de abajo representan los histogramas de dos tormentas.



Dibujar la curva masa para cada tormenta, e indicar la intensidad media de la tormenta en cada caso.

Problema 2.5

La tabla 2.4 presenta las precipitaciones anuales de la estación X y las precipitaciones anuales medias de una estación patrón.

- Examinar la consistencia de la información de X.
- ¿Cuándo ocurrió un cambio en el régimen? Discutir las posibles causas.
- Ajustar la información y determinar la diferencia en la precipitación anual media de los 36 años en la estación X.

TABLA 2.4 DATOS DEL PROBLEMA 2.5

Año	x	Patrón	Año	x	Patrón
1972	188	264	1954	223	360
1971	185	228	1953	173	234
1970	310	386	1952	282	333
1969	295	297	1951	218	236
1968	208	284	1950	246	251
1967	287	350	1949	284	284
1966	183	236	1948	493	361
1965	304	371	1947	320	282
1964	228	234	1946	274	252
1963	216	290	1945	322	274
1962	224	282	1944	437	302
1961	203	246	1943	389	350
1960	284	264	1942	305	228
1959	295	332	1941	320	312
1958	206	231	1940	328	284
1957	269	234	1939	308	315
1956	241	231	1938	302	280
1955	284	312	1937	414	343

Problema 2.6

En una cuenca se han instalado 4 pluviómetros. En la figura 2.13 se presentan las precipitaciones medias anuales y las curvas isoyetas, con sus correspondientes porcentajes de área. Determinar la precipitación anual media por medio de los polígonos Thiessen y las curvas isoyetas.

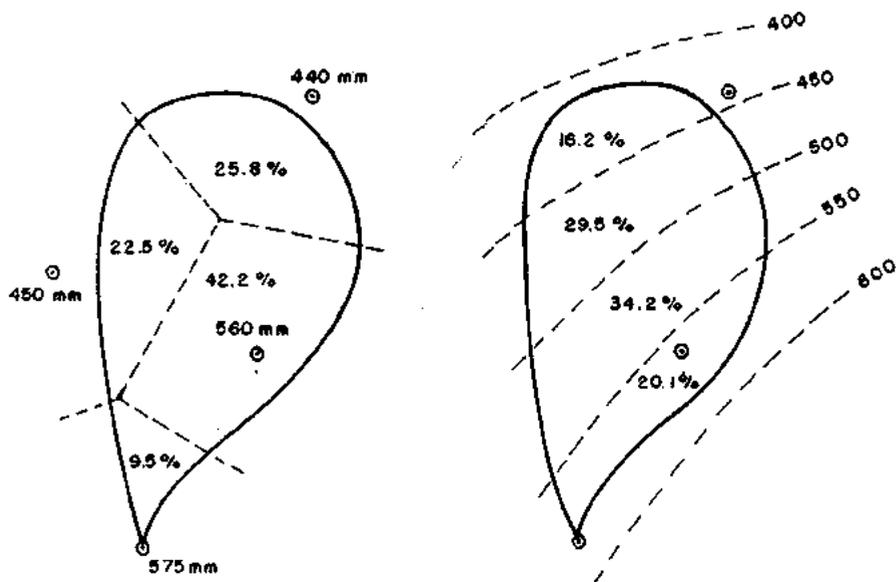


Fig. 2.13 DATOS DEL PROBLEMA 2.6

viene de la página 14

B. PERIODO DE OBSERVACION (1,400 - 1,600)

Durante el período conocido como del Renacimiento, se percibió un cambio gradual de los conceptos puramente filosóficos de hidrología hacia la ciencia observacional del presente. Por ejemplo, basado en observaciones, Leonardo Da Vinci y Bernardo Palissy acumularon un entendimiento correcto del ciclo hidrológico, especialmente la infiltración del agua de lluvia y el retorno del agua a través de los manantiales.

C. PERIODO DE MEDICION (1,600 - 1,700)

La moderna ciencia de la hidrología puede considerarse haber comenzado en el siglo XVII con las mediciones. Por ejemplo, Pierre Perrault midió la lluvia, la evaporación y la capilaridad en la cuenca de drenaje del Sena. Edmé Mariotte calculó las descargas del Sena en París; y Edmundo Halley midió la tasa de evaporación y la descarga de los ríos para el estudio del Mar Mediterráneo. A partir de estas mediciones, ellos fueron capaces de delinear conclusiones correctas de los fenómenos hidrológicos observados.

D. PERIODO DE EXPERIMENTACION (1,700 - 1,800)

Durante el siglo XVIII, florecieron los estudios experimentales de hidrología. Como resultado, se obtuvo mucho en el modo de conducir nuevos descubrimientos y la comprensión de los principios hidráulicos. Ejemplos notables son el piezómetro de Bernoulli, el tubo Pitot, el medidor Woltwan, el tubo de Borda, el principio de D'Alambert, el teorema de Bernoulli y la fórmula de Chezy. Todos estos desarrollos han acelerado grandemente el comienzo de los estudios hidrológicos sobre una base cuantitativa.

sigue en la página 72

3.1 Introducción

La evaporación es una etapa permanente del ciclo hidrológico. Hay evaporación en todo momento y desde toda superficie húmeda. Considerada como un fenómeno puramente físico, la evaporación es el pasaje del agua al estado de vapor; sin embargo hay otra evaporación, la provocada por la actividad de las plantas y que recibe el nombre de transpiración.

De modo general, la evaporación se puede estudiar por separado, a partir de las superficies libres del agua (lagos, embalses, ríos, charcas), a partir de la nieve, a partir del suelo y a partir de las plantas (transpiración). O bien se puede estudiar la evaporación total en una cuenca, sin tomar en cuenta las formas particulares que adopta; a esta evaporación total se llama evapotranspiración.

Nosotros estudiaremos preferentemente la evaporación en embalses y la evapotranspiración. La primera, porque el ingeniero tiene interés en evaluar la cantidad de agua almacenada que se va a perder por evaporación. La segunda, por sus aplicaciones en los proyectos de irrigación.

El fenómeno de la evaporación a partir de los espejos de agua es complejo, pero podemos esquematizarlo del modo que sigue. Las moléculas de la superficie libre adquieren energía cinética por acción de la energía solar y vencen la retención de la masa de agua, salen al aire y se acumulan formando una capa encima del agua; para que continúe el proceso es necesario remover esta capa de vapor de agua y esto lo hace el viento. El papel de la temperatura es doble: aumenta la energía cinética de las moléculas y disminuye la tensión superficial que trata de retenerlas.

Factores

De todos los factores que intervienen en la evaporación, los principales son los meteorológicos: radiación solar, temperatura del aire, la presión de vapor, el viento y en menor grado la presión atmosférica. Estos factores son los que provocan la evaporación. Debido a que la radiación solar es el factor más importante, la evaporación varía con la latitud, época del año, hora del día y condiciones de nubosidad.

La tasa de evaporación desde un suelo saturado es aproximadamente igual a la evaporación desde una superficie de agua cercana, a la misma temperatura. Al comenzar a secarse el suelo la evaporación disminuye, y finalmente cesa porque no existe un mecanismo que transporte el agua desde una profundidad apreciable.

En cuanto a los efectos de la calidad del agua, puede decirse que la presencia de sales hace disminuir ligeramente la evaporación. En el agua de mar, por ejemplo, es del orden de 2 % menor que en el agua dulce. Quiere decir que los efectos de la salinidad pueden despreciarse en la estimación de la evaporación de un embalse.

3.2 Evaporación en Embalses

La medida directa de la evaporación en el campo no es posible, en el sentido en que se puede medir la profundidad de un río, la precipitación, etc. Debido a esto se han desarrollado una serie de técnicas para estimar la evaporación desde la superficie de un embalse.

3.2.1 Balance Hídrico

Este método consiste en escribir la ecuación de balance hídrico en términos de volúmenes:

$$S_1 + I + P - O - O_g - E = S_2 \quad \dots (3.1)$$

S ... almacenamiento
I ... volumen de entrada
P ... precipitación
O ... volumen de salida
 O_g ... infiltración
E ... evaporación

Se trata de un método simple, en teoría, porque en la práctica rara vez da resultados confiables. La razón está en que los errores en la medición de los volúmenes que intervienen y de los almacenamientos repercuten directamente en el cálculo de la evaporación. De todos los términos que entran en la ecuación, el más difícil de evaluar es la infiltración, porque debe ser estimada indirectamente a partir de niveles de agua subterránea, permeabilidad, etc.

3.2.2 Nomograma de Penman

Penman en 1948 propuso dos formas para calcular la evaporación diaria, E_o , en mm. a partir de una superficie libre de agua. La primera de ellas mediante el uso de un nomograma y la segunda mediante un balance energético.

Para el uso del nomograma (fig. 3.1) se requiere la siguiente información:

t ... temperatura media del aire en °C.
h ... humedad relativa media
 u_2 .. velocidad media del viento a 2 m. de altura, en m/sg.

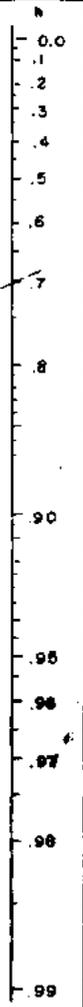
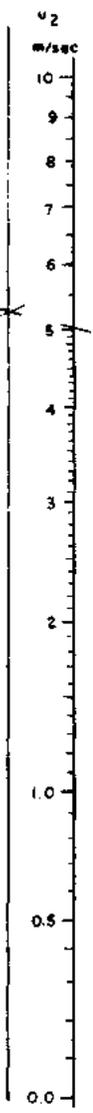
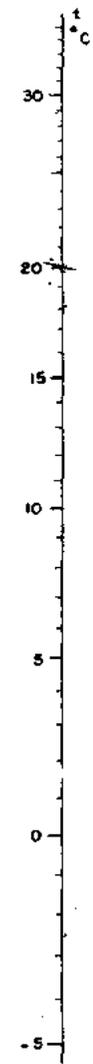
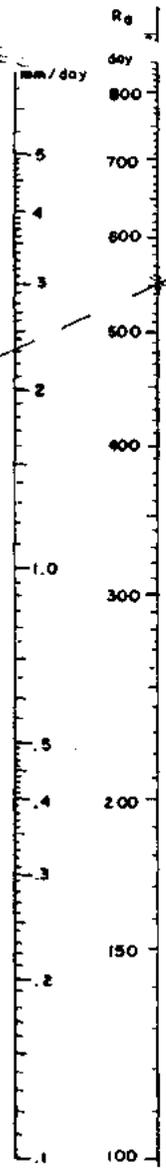
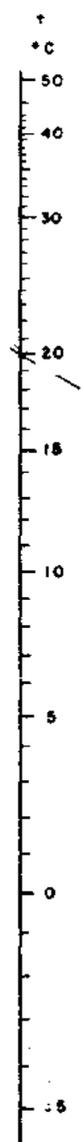
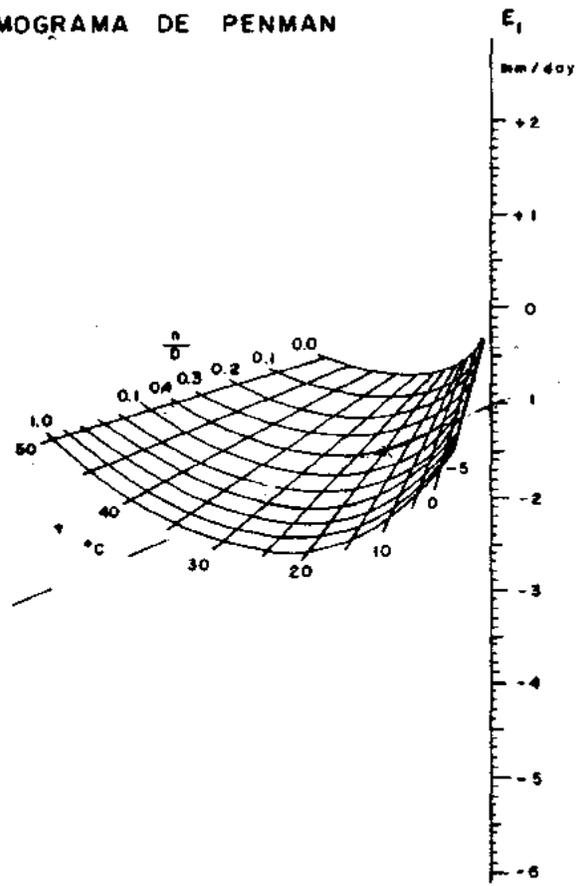
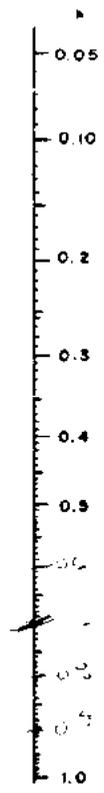
$\frac{n}{D}$.. duración relativa de insolación.

n ... duración de insolación efectiva (medida por un heliógrafo)
D ... duración del día astronómico (desde la salida hasta la puesta del sol).

$\frac{n}{D} = 0$... cielo completamente cubierto

$\frac{n}{D} = 1$... cielo completamente despejado

Fig. 3.1 NOMOGRAMA DE PENMAN



EJEMPLO

- h : 0.7
- t : 20°
- $\frac{h}{D}$: 0.4
- R_0 : 550
- u_2 : 5

Con el nomograma se encuentran los valores de E_1, E_2, E_3 :

- $E_1 = -1.0$ mm/day
- $E_2 = 2.3$ "
- $E_3 = 1.8$ "

Luego : $E_0 = 3.1$ mm/day

RA ... valor de Angot. Es la cantidad de radiación solar, en calorías por día en un plano horizontal de 1 cm²., entrante en los límites exteriores de la atmósfera. Es una función de la posición geográfica y la época del año (tabla 3.1).

TABLA 3.1 VALORES DE R_A EN $\frac{\text{CAL}}{\text{cm}^2 - \text{DIA}}$

Latitud Sur	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0°	885	915	925	900	850	820	830	870	905	910	890	875
10°	965	960	915	840	755	710	730	795	875	935	955	960
20°	1020	975	885	765	650	590	615	705	820	930	1000	1025
30°	1050	965	830	665	525	460	480	595	750	900	1020	1065
40°	1055	925	740	545	390	315	345	465	650	840	995	1080
50°	1035	865	640	415	250	180	205	325	525	760	975	1075

En el nomograma se encuentra E₀ como la suma de tres términos:

$$E_0 = E_1 + E_2 + E_3$$

Ejemplo 3.1

Averiguar el valor de E₀ para los siguientes datos:

$$t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$h = 0.7$$

$$u_2 = 5 \text{ m/sg}$$

$$\frac{n}{D} = 0.4$$

$$RA = 550 \frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$$

E₁ se lee en la primera parte del nomograma = -1.0 mm/día

E₂ se lee en la segunda parte del nomograma = +2.3 mm/día

E₃ se lee en la tercera parte del nomograma = +1.8 mm/día

$$\begin{aligned} \text{Luego, } E_0 &= E_1 + E_2 + E_3 \\ &= -1.0 + 2.3 + 1.8 \\ &= 3.1 \text{ mm/día} \end{aligned}$$

En términos de calor, se expresa $E'o = 60 Eo$

$E'o$ calor requerido en $\frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$

Eo evaporación en mm/día

3 Balance Energético de Penman

El método consiste en escribir la ecuación de balance en términos de energías, en la forma que veremos luego.

La cantidad de energía emitida de la superficie radiante está dada por la ley de Stefan - Boltzmann:

$$R_c = \sigma T^4$$

R energía en $\frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$

σ constante = $117.4 \times 10^{-9} \frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$

T temperatura absoluta = $273^\circ + t$ °C

La cantidad de energía que alcanza los límites de la atmósfera se indica por RA . La cantidad Rc que penetra la atmósfera y alcanza la superficie terrestre es mucho menor que RA . Se puede estimar mediante la fórmula:

$$Rc = RA \left(0.20 + 0.48 \frac{n}{D} \right) \dots\dots (3.2)$$

Una parte de esta energía es reflectada y la cantidad neta RI retenida por la superficie terrestre es:

$$RI = Rc (1 - r) \dots\dots (3.3)$$

donde r es el coeficiente de reflexión. Para superficies de agua su valor es 0.06.

Parte de la radiación neta RI es re-irradiada, día y noche, como radiación RB . La atmósfera misma irradia hacia arriba y hacia abajo, y las nubes interfieren ambos flujos de radiación. Se ha encontrado, empíricamente, que el flujo neto de radiación saliente puede encontrarse con la fórmula:

$$RB = \sigma T^4 \left(0.47 - 0.077 \sqrt{ea} \right) \left(0.20 + 0.80 \frac{n}{D} \right) \dots (3.4)$$

σT^4 ... radiación de Stefan-Boltzmann

ea ... presión de vapor actual en el aire, en mm de Hg

La cantidad neta de energía remanente en la superficie, y disponible para varias pérdidas, es el llamado calor almacenado H :

$$H = RI - RB \quad \dots (3.5)$$

El calor almacenado H de una área dada de agua es usado de cuatro maneras:

$$H = E'o + K + \Delta S + A \quad \dots (3.6)$$

$E'o$... calor disponible para la evaporación

K ... suministro de calor por convección desde la superficie de agua hacia el aire

ΔS ... incremento en el calor de la masa de agua

A ... intercambio de calor con el ambiente

La ecuación 3.6 viene a ser la ecuación de balance energético de Penman.

Comentemos cada uno de los términos del segundo miembro.

1° Se conoce como ley de Dalton (1802) a la expresión:

$$E_o = c (e_s - e_a) \cdot f(u)$$

c ... una constante

e_s ... presión de vapor saturado a la temperatura t

e_a ... presión de vapor actual a la temperatura t

$f(u)$... una función de la velocidad del viento

En este caso:

$$E_o = c (e's - e_a) \cdot f(u)$$

$e's$... presión de vapor saturado a la temperatura t' de la superficie que separa el agua del aire.

En términos de calor:

$$E'o = c'(e's - e_a) \cdot f(u) \quad \dots (3.7)$$

donde $c' = 60C$

2° De la meteorología dinámica se saca la siguiente expresión de K :

$$K = \gamma c' (t' - t) \cdot f(u) \quad \dots (3.8)$$

γ ... constante sicrométrica (0.49, si t está en °C)

t' ... temperatura de la superficie libre

- 3° Si la temperatura de la masa de agua permanece constante, o el lago es poco profundo, o se consideran períodos cortos de 10 a 20 días, ΔS puede despreciarse.
- 4° El valor de A es negativo cuando un tanque aislado lleno con agua, en un desierto caliente y seco, en adición al calor directo en su superficie recibe también calor en los lados (calor de advección). Se toma como cero cuando el embalse es grande. Estos efectos de borde se pueden pues despreciar.

$$\text{Reemplazando: } H = E'o + K \quad \dots (3.9)$$

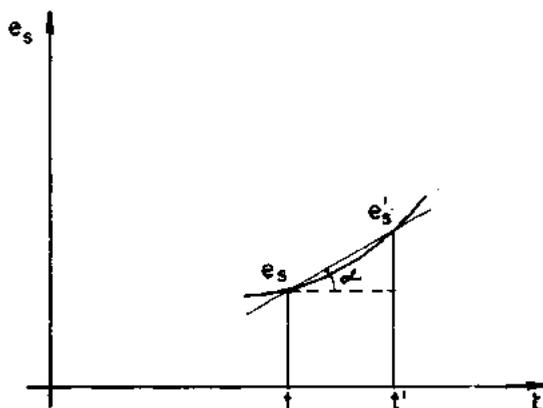
que viene a ser la ecuación de balance energético resumida. A partir de ella Penman derivó una expresión manejable para calcular E_o .

Penman introdujo aquí dos fórmulas: la 3.10 y la 3.11.

$$\Delta = \frac{e's - e_s}{t' - t} \quad \dots (3.10)$$

$e's, e_s$ son las presiones de vapor saturado a las temperaturas t', t , respectivamente.

El valor Δ viene representado por la $tg \alpha$ en la curva de presión de vapor de saturación vs. temperatura:



Puesto que t y t' difieren muy poco entre sí y puesto que t' es desconocido, se puede usar para α la pendiente de la tangente a la curva en la abscisa t . Esto se puede calcular directamente de la tabla estándar de valores e_s (tabla 1.1).

La segunda fórmula es la expresión semiempírica:

$$E_a = 0.35 (e_s - e_a) (0.5 + 0.54 u_2)$$

que da la evaporación desde la superficie del agua para el caso hipotético en que las temperaturas del aire (t) y de la superficie del agua (t') sean iguales. E_a viene expresada en mm/día, e_s y e_a en mm. de Hg.

En términos de calor: $E'a = 60 E_a$

$$E'a = 21 (e's - ea) (0.5 + 0.54 u_2) \dots (3.11)$$

Resumiendo, tenemos cuatro ecuaciones (3.7, 3.8, 3.9 y 3.10) con cuatro incógnitas ($e's$, t' , $E'o$, K). Hay que eliminar $e's$, t' y K para así despejar $E'o$. Esto se hace como si gue.

Dividiendo 3.8 entre 3.7:

$$\frac{K}{E'o} = \gamma \frac{t' - t}{e's - ea}, \text{ conocida como relación de Bowen (1926)}$$

En la 3.9:

$$H = E'o + K = E'o + E'o \gamma \frac{t' - t}{e's - ea}$$

$$E'o = \frac{H}{1 + \gamma \frac{t' - t}{e's - ea}}$$

Según la 3.10:

$$t' - t = \frac{e's - es}{\Delta}$$

Reemplazando:

$$E'o \frac{H}{1 + \gamma \frac{e's - es}{\Delta} \cdot \frac{1}{e's - ea}} = \frac{H}{1 + \frac{\gamma}{\Delta} \cdot \frac{e's - es}{e's - ea}}$$

Escribamos $e's - es = (e's - ea) - (es - ea)$

$$E'o \frac{H}{1 + \frac{\gamma}{\Delta} \frac{(e's - ea) - (es - ea)}{e's - ea}}$$

Dividiendo 3.11 entre 3.7:

$$\frac{E'a}{E'o} = \frac{es - ea}{e's - ea}$$

Reemplazando:

$$E'o = \frac{H}{1 + \frac{\gamma}{\Delta} \left(1 - \frac{E'a}{E'o} \right)}$$

De donde, finalmente:

$$E'o = \frac{\Delta H + \gamma E'a}{\Delta + \gamma} \dots\dots (3.12)$$

$E'o$, H , $E'a$ están expresadas en $\frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$

Dividiendo estos valores entre 60 se obtienen E_o , H^* , E_a en mm/día.

Ejemplo 3.2

Averiguar el valor de E_o , por el método del balance energético, para los mismos datos del ejemplo 3.1

$$t = 20^\circ\text{C}$$

$$h = 0.7$$

$$u_2 = 5 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{n}{D} = 0.4$$

$$RA = 550 \frac{\text{cal}}{\text{cm}^2 - \text{día}}$$

$$t = 20^\circ\text{C} \rightarrow es = 17.53 \text{ mm Hg}$$

$$ea = hes = 0.7 \times 17.53 = 12.27 \text{ mm Hg}$$

$$es - ea = 17.53 - 12.27 = 5.26 \text{ mm Hg}$$

$$T = 20 + 273 = 293^\circ\text{K}$$

$$\Delta = \frac{e's - es}{t' - t} = 1.05 \text{ (con la tabla 1.1)}$$

$$RA = 550 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{dato})$$

$$RC = 216 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{con 3.2})$$

$$RI = 203 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{con 3.3})$$

$$RB = 91 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{con 3.4})$$

$$H = 112 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{con 3.5})$$

$$E'a = 354 \text{ cal/cm}^2 - \text{día} \quad (\text{con 3.11})$$

Reemplazando en 3.12:

$$E'o = \frac{1.05 \times 112 + 0.49 \times 354}{1.05 + 0.49} = 189 \text{ cal/cm}^2 - \text{día}$$

$$E'o = \frac{E'o}{60} = 3.15 \text{ mm/día}$$

Ejemplo 3.3

Hallar, adicionalmente al ejercicio 3.2, el valor de t' .

$$\text{La 3.8 : } K = \gamma c' (t' - t) \cdot f(u)$$

$$K = H - E'0 \quad \dots \text{ de la 3.9}$$

$$\gamma = 0.49 \quad \dots \text{ constante sicrométrica}$$

$$c' = 21 \quad \dots \text{ de la 3.11}$$

$$f(u) = 0.5 + 0.54 u_2 \quad \dots \text{ de la 3.11}$$

$$t = 20 \text{ }^\circ\text{C} \quad \dots \text{ dato}$$

Resolviendo:

$$112 - 189 = 0.49 \times 21 (t' - 20) (0.5 + 0.54 \times 5)$$

$$t' = 17.7 \text{ }^\circ\text{C}$$

Observamos: $t' < t$, es decir la temperatura en la superficie libre es menor que en el aire. Este es el conocido efecto de enfriamiento de la evaporación.

3.2.4 Fórmulas Empíricas

Han sido deducidas una serie de fórmulas en diferentes países. Presentamos aquí un grupo de ellas, basadas en la ley de Dalton y en función de datos meteorológicos. Han sido tomadas de la referencia 5 manteniendo la misma nomenclatura.

1. Fórmula de Lugeon (Francia)

$$E = 0.398 \ n(F_e - F_a) \frac{273 + t}{273} \times \frac{760}{B - F_e} \quad \dots (3.13)$$

E ... lámina de agua evaporada, en mm, para el mes de n días

F_e ... tensión saturante del vapor de agua, en mm de Hg, que corresponde a la temperatura máxima media mensual t (tabla 1.1)

F_a ... tensión media mensual real, en mm de Hg, del vapor de agua en el momento de las lecturas de t . Se obtiene con :

$$F_a = h \cdot F_e$$

h = humedad relativa

B ... presión barométrica media mensual, en mm de Hg.

t ... valor medio mensual de las máximas diarias de temperatura, en $^\circ\text{C}$.

2. Fórmula de Meyer (Inglaterra)

$$E_m = C (F_e - F_a) \left(1 + \frac{V}{10} \right) \quad \dots (3.14)$$

- E_m ... evaporación media mensual, en pulgadas
 F_e ... tensión de vapor saturante correspondiente a la temperatura media mensual del aire, en pulgadas de mercurio.
 F_a ... valor medio mensual de la tensión efectiva del vapor de agua en el aire, en pulgadas de mercurio.
 V ... velocidad media mensual del viento, en millas por hora; medida a 25 pies sobre la superficie del agua.
 C ... coeficiente empírico, igual a 15 para los tanques de evaporación o las charcas poco profundas, e igual a 11 para los depósitos y lagos profundos. En el segundo caso es necesario reemplazar en la fórmula F_e por F_n , tensión de vapor saturante correspondiente a la temperatura media mensual del agua.

3. Fórmula de los Servicios Hidrológicos de la URSS

$$E = 0.15 n (F_e - F_a) (1 + 0.072 V_2) \quad \dots (3.15)$$

- E ... evaporación mensual, en mm.
 n ... número de días del mes considerado
 F_e ... presión de vapor saturante, en milibares, correspondiente a la temperatura media del agua en su superficie.
 F_a ... el valor medio de la tensión efectiva, en milibares, del vapor de agua en el aire a 2 m. sobre la superficie del agua.
 V_2 ... velocidad del viento, en m/sg., a 2 m. sobre la superficie del agua.

Todas estas fórmulas tienen validez local o regional. Se deberá precisar el valor de los coeficientes que ellas contienen por medio de observaciones locales.

Más recientemente han sido sugeridas fórmulas en función de la radiación solar, las mismas que no son tratadas aquí.

3.3 Medición Directa de la Evaporación (referencia 5)

Para la confección de proyectos hidráulicos se establecen a menudo, en la zona de interés, estaciones con aparatos que permiten la medida directa, en un largo período, de la evaporación de pequeñas superficies de agua - (tanques de evaporación) o de pequeñas superficies húmedas de papel (evaporímetro Piche) o porcelana porosa (atmómetro Bellani).

Las tasas de evaporación así observadas pueden ser consideradas como máximas y dan una buena aproximación del poder evaporante de la atmósfera. Aplicando a esas tasas máximas diversos coeficientes de reducción, el ingeniero deducirá los valores más probables de las tasas de evaporación - que le interesan (embalses, terrenos desnudos, terrenos cubiertos de vegetación, etc).

Tanques de evaporación.-

Se pueden clasificar en tres grupos, según que estén dispuestos en la superficie del suelo, enterrados en éste o flotando.

Tanques colocados en la superficie del suelo.-

Tienen la ventaja de una instalación sencilla y sus resultados no corren el riesgo de ser falseados por salpicaduras de gotas de lluvia. Son, en cambio, muy sensibles a las variaciones de la temperatura del aire y a los efectos de la insolación.

A este grupo pertenece el tanque llamado Clase A, del U.S. Weather Bureau. Tiene un diámetro de 121.9 cm. y una profundidad de 25.4 cm. Está construido de hierro galvanizado no pintado y colocado sobre un bastidor de madera a unos 15 cm. del suelo. Es el usado entre nosotros. Para hallar la evaporación en el embalse puede emplearse un coeficiente anual de 0.7. Para períodos menores los coeficientes son variables.

Tanques enterrados.-

Son menos sensibles a las variaciones de la temperatura del aire y a los efectos de la insolación, pero en cambio las gotas de lluvia que caen en su rededor pueden salpicar, y falsear las medidas. Otra dificultad es que no se podría descubrir a tiempo una pequeña fuga.

A este grupo pertenece el tanque llamado Colorado, grandemente extendido en el oeste de los Estados Unidos. Tiene la forma de un prisma cuya base es un cuadrado de lado 0.914 m. y cuya altura es de 0.462 m. Es enterrado en el suelo de manera que sus aristas superiores quedan 0.10 m. sobre la superficie del suelo.

Tanques flotantes.-

Su instalación y operación pueden resultar algo complicadas además de costosas. La tendencia es preferir el tanque Colorado instalado en la orilla del embalse.

Evaporímetro Piche.-

De amplio uso en estaciones evaporimétricas, está constituido por un tubo cilíndrico de vidrio de 25 cm. de largo y 1.5 cm. de diámetro. El tubo está graduado y encerrado en su parte superior, mientras que su cobertura inferior está obturada por una hoja circular de papel filtro normalizado de 30 mm. de diámetro y 0.5 mm. de espesor, fijada por capilaridad y mantenida por un resorte.

Llenado el aparato de agua destilada, ésta se evapora progresivamente a través de la hoja de papel filtro, la disminución del nivel del agua en el tubo permite calcular la tasa de evaporación (en mm. por 24 horas, por ejemplo). El aparato se instala bajo cubierta para mantenerlo alejado de la lluvia.

Reducción de la evaporación.-

A fin de tener una idea del orden de magnitud de la evaporación en embalses, vamos a considerar los valores que alcanzó la evaporación en Huancayo en un par de años (en mm).

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1956	159	133	136	149	134	151	176	198	186	229	241	249	2,141
1957	197	142	154	143	137	123	207	208	200	189	217	226	2,143

Suponiendo un coeficiente de 0.7, la lámina de evaporación anual desde un embalse viene a ser:

$$0.7 \times 2,142 = 1,500 \text{ mm.}$$

Para un espejo de agua de 1 Km^2 , el volumen de agua evaporada en un año resulta ser $1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$, cantidad nada despreciable.

Teniendo presente entonces que son grandes las cantidades de agua que se pierden por evaporación, resultan justificados los intentos que se hacen en el mundo por disminuir el fenómeno. Se busca, por lo pronto, que se leccionar el sitio de un embalse de modo que se produzca un mínimo de área de exposición por unidad de almacenamiento. En algunos casos de embalses pequeños se busca que cubrirlos totalmente. Se ha propuesto también el uso de cubiertas flotantes y de material granular flotante, pero aunque ambos métodos son efectivos su aplicación es todavía demasiado costosa. El uso de rompevientos es efectivo sólo en embalses pequeños.

Al parecer, la esperanza de obtener reducciones significativas en la evaporación en embalses, radica en encontrar un material que permita cubrir parte del espejo de agua a un costo razonable.

3.4 Evapotranspiración

Del agua que una planta absorbe del suelo sólo una parte muy pequeña se queda para formar los tejidos de la planta; el resto regresa a la atmósfera en forma de vapor, configurando la transpiración. Este fenómeno de la transpiración constituye una fase muy importante del ciclo hidrológico, porque es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada a tierra regresa a la atmósfera.

Al estudiar el balance hídrico de una cuenca, el interés recae en la de terminación de las pérdidas totales de agua, es decir por evaporación y por transpiración. Además, desde el punto de vista práctico es muy difícil evaluar por separado cada pérdida. Las pérdidas totales de agua constituyen la evapotranspiración.

El término "evapotranspiración potencial" fue introducido por Thornthwaite y se define como la pérdida total de agua que ocurriría si en ningún momento existiera deficiencia de agua en el suelo para el uso de la vegetación.

Se define "uso consuntivo" la suma de la evapotranspiración y el agua utilizada directamente para construir los tejidos de las plantas. La dis

tinción entre los términos evapotranspiración potencial y uso consuntivo es más que todo académica, porque las diferencias numéricas caen siempre dentro de los errores de medición y por lo común se tratan como términos sinónimos.

En los proyectos de irrigación interesa hacer un cálculo previo de las necesidades de agua de los cultivos. Estas necesidades de agua, que van a ser satisfechas mediante el riego, vienen a constituir la evapotranspiración o el uso consuntivo. Para el cálculo de estas cantidades de agua se han desarrollado métodos basados en datos meteorológicos, de los cuales los más conocidos son el de Thornthwaite y el de Blaney-Criddle. Ambos se usan entre nosotros.

3.4.1 Método de Thornthwaite

Fue desarrollado en los Estados Unidos, en experimentos realizados entre las latitudes 29° a 43° Norte, en tanques de 4 m² y nivel freático constante a medio metro de profundidad. Se puede aplicar con relativa confianza en regiones de clima similar, es decir en regiones húmedas. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Primero.- Calcular
$$e = 16 \left(10 \frac{t}{T} \right)^a \quad (3.16)$$

e evapotranspiración potencial mensual, en mm. por mes de 30 días de 12 horas de duración.

t temperatura media mensual, en °C, en el mes considerado.

$$i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1.514} \quad \dots \quad \text{índice térmico mensual}$$

$$I = \sum i \quad \dots \quad \text{índice térmico anual}$$

$$a = 0.016 I + 0.5 \quad \dots \quad \text{fórmula simplificada de Serra}$$

Segundo.- Corregir el valor calculado de e, según el número real de días del mes considerado y la duración de cada día. Para ello, dicho valor debe multiplicarse por un factor que se obtiene de la tabla 3.2.

TABLA 3.2 FACTORES DE CORRECCION DE e

Latitud Sur	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5	1.04	0.95	1.04	1.00	1.02	0.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
10	1.08	0.97	1.05	0.99	1.01	0.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
15	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
20	1.14	1.00	1.05	0.97	0.96	0.91	0.95	0.99	1.00	1.08	1.09	1.15
25	1.17	1.01	1.05	0.96	0.94	0.88	0.93	0.98	1.00	1.10	1.11	1.18
30	1.20	1.03	1.06	0.95	0.92	0.85	0.90	0.96	1.00	1.12	1.14	1.21
35	1.23	1.04	1.06	0.94	0.89	0.82	0.87	0.94	1.00	1.13	1.17	1.25
40	1.27	1.06	1.07	0.93	0.86	0.78	0.84	0.92	1.00	1.15	1.20	1.29
45	1.31	1.10	1.07	0.91	0.81	0.71	0.78	0.90	0.99	1.17	1.26	1.36
50	1.37	1.12	1.08	0.89	0.77	0.67	0.74	0.88	0.99	1.19	1.29	1.41

3.4.2 Método de Blaney-Criddle

Fue desarrollado también en los Estados Unidos, pero en experimentos realizados en la región oeste, en parcelas, lisímetros y tanques. Se puede aplicar con relativa confianza en regiones de clima similar, es decir en regiones áridas o semiáridas.

La fórmula obtenida por estos investigadores es la siguiente:

$$u = k \cdot p (8.12 + 0.457 t) = k \cdot f \quad (3.17)$$

u ... uso consuntivo mensual, en mm.

k ... coeficiente empírico mensual, según el tipo de cultivo y su estado de desarrollo.

p ... porcentaje de iluminación mensual con respecto a la anual (tabla 3.3)

t ... temperatura media mensual, en °C.

También obtuvieron una fórmula similar para cubrir todo el período vegetativo de las plantas:

$$U = \sum u = K \cdot \sum f \quad (3.18)$$

U ... uso consuntivo estacional, en mm.

K ... coeficiente empírico estacional.

f ... el mismo significado anterior = p (8.12 + 0.457 t)

TABLA 3.3 VALORES DE p

Latitud Sur	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.92	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

La tabla 3.4 proporciona los valores del coeficiente estacional K para diversos cultivos y el valor máximo del coeficiente mensual k. Los valores individuales de k, mes a mes, dependen del estado de desarrollo del cultivo.

Ejemplo 3.4

Mostrar, en forma tabulada, la manera cómo se efectúan los cálculos en el método de Blaney-Criddle.

TABLA 3.4 VALORES PARA EL OESTE DE EE.UU., SEGUN CRIDDLE

Cultivo	Longitud del período vegetativo	Valor de K	Valor Máx. de k (*)
Alfalfa	Período libre de heladas	0.85	0.95 - 1.25
Algodón	7 meses	0.70	0.75 - 1.10
Arroz	3 - 4 meses	1.00	1.10 - 1.30
Leguminosas para grano	3 meses	0.75	0.85 - 1.00
Frutales de hoja caduca	Período libre de heladas	0.65	0.70 - 0.95
Frutales cítricos	7 meses	0.60	0.65 - 0.75
Judías	3 meses	0.65	0.75 - 0.85
Maíz	4 meses	0.75	0.80 - 1.20
Praderas	Período libre de heladas	0.75	0.85 - 1.15
Remolacha azucarera	5.5 meses	0.70	0.85 - 1.10
Sorgo	5 meses	0.70	0.85 - 1.10

(*) Depende de la temperatura media mensual y del estado vegetativo del cultivo.

TABLA 3.5 DESARROLLO DEL EJEMPLO 3.4

Cultivo : Alfalfa
 Lugar : Valle de Salinas, California

Mes	t °C	p %	f	k(*)	u mm.
Abril	14.39	8.85	130.0	0.6	78.0
Mayo	16.95	9.82	155.7	0.7	109.0
Junio	18.73	9.84	164.2	0.8	131.4
Julio	20.23	10.00	170.3	0.85	111.7
Agosto	19.89	9.41	162.0	0.85	137.7
Setiembre	19.23	8.36	141.3	0.85	120.1
Octubre	16.78	7.84	123.8	0.70	86.6

(*) Valores encontrados para la alfalfa en el valle de San Fernando, California.

3.5 Problemas

Problema 3.1

Hallar la evapotranspiración potencial, utilizando el nomograma de Penman, en el siguiente caso. Campo cultivado en la latitud 40°S , en Setiembre, temperatura media del aire 20°C , humedad relativa media 70 %, insolación relativa 40 %, velocidad media del viento $V_2 = 2.5 \text{ m/sg.}$, valor de la relación evapotranspiración potencial a evaporación potencial 70 %.

Problema 3.2

En una cuenca de tamaño medio, las temperaturas medias mensuales en Noviembre y Diciembre de 1974 fueron 16.1 y 17.9°C , respectivamente. Dado que el índice térmico anual fue 66.9 y las duraciones astronómicas medias mensuales de esos días fueron 15.00 y 16.20 horas/día, respectivamente, hallar la evapotranspiración potencial para cada mes.

Problema 3.3

Un lago tiene una superficie de 500 Km^2 y una cuenca (área de terreno drenando hacia el lago) de $2,800 \text{ Km}^2$. La cuenca total a la salida del lago es por eso $3,300 \text{ Km}^2$.

En promedio, la lluvia anual en la superficie de tierra es 600 mm. y en la superficie del lago 500 mm. La evaporación anual del lago es $1,000 \text{ mm.}$ El caudal a la salida del lago es en promedio $9 \text{ m}^3/\text{sg.}$

¿Cuál es el ingreso anual de agua de la superficie de tierra al lago?

¿Cuál es la evapotranspiración anual en la superficie de tierra?

Problema 3.4

Dos cuencas vecinas, A y B, tienen similar altitud, clima y uso de la tierra. No hay agua subterránea ni hacia ni desde las cuencas. La cuenca B es, sin embargo, más grande y tiene una precipitación anual mayor. Se dispone de la siguiente información:

	A	B
Area en Km ²	200	300
Precipitación anual media (mm)	1,200	1,500
Descarga media anual (m ³ /sg.)	4	?

¿Cuál es aproximadamente la descarga anual media de la cuenca B en mm. y en m³/sg.?

4.1 Descripción

Cuando llueve, parte de la lluvia del comienzo es retenida en la cobertura vegetal como intercepción y en las depresiones del terreno como almacenamiento superficial. Conforme continúa la lluvia, el suelo se cubre de una delgada capa de agua conocida como detención superficial y el flujo comienza pendiente abajo hacia los cursos, lo que constituye la escorrentía superficial. Inmediatamente debajo de la superficie tiene lugar la escorrentía subsuperficial y las dos escorrentías, la superficial y la subsuperficial, constituyen la escorrentía directa. La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior de la tierra; la percolación es el movimiento del agua dentro del suelo y ambos fenómenos, la infiltración y la percolación, están íntimamente ligados puesto que la primera no puede continuar sino cuando tiene lugar la segunda. El agua que se infiltra en exceso de la escorrentía - subsuperficial puede llegar a formar parte del agua subterránea, la que eventualmente puede llegar a los cursos de agua.

El agua de un río, en general, puede así estar formada de dos partes. Una parte de escorrentía (superficial y subsuperficial) que recibe el nombre de escorrentía directa y otra parte de agua subterránea que recibe el nombre de flujo base.

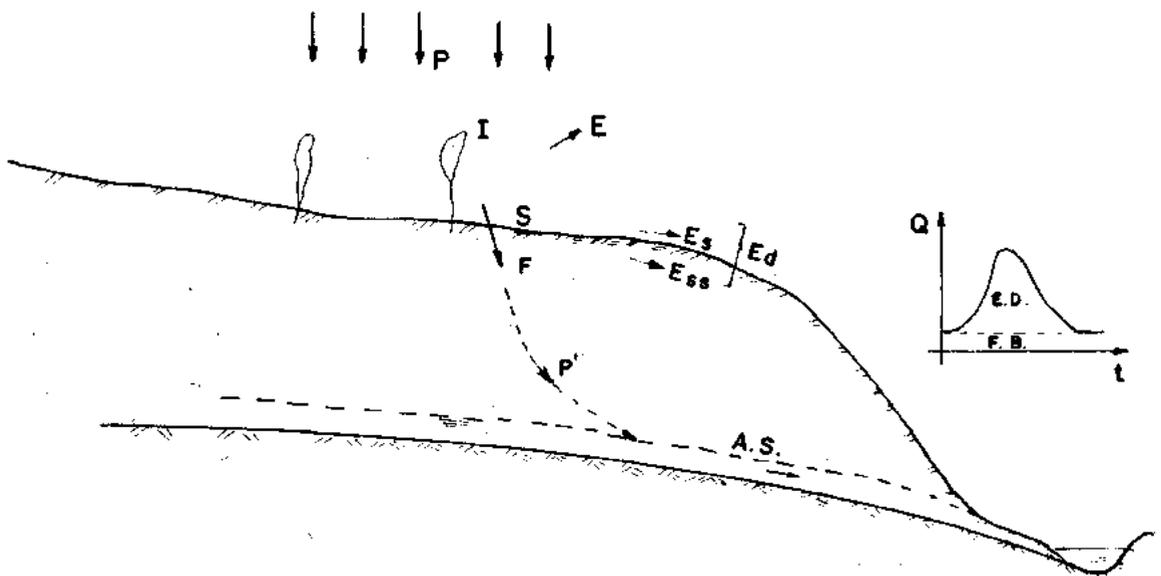


Fig. 4.1 DISTRIBUCION DEL AGUA LLOVIDA

Ecuación de balance hídrico

Escribamos la ecuación de balance hídrico para una cuenca, referida a un periodo corto.

$$P = I + S + E + F + P_n \quad \dots\dots (4.1)$$

- P ... lluvia total
- I ... intercepción
- S ... almacenamiento superficial
- E ... evaporación desde el suelo
- F ... infiltración
- P_n ... escorrentía directa, también llamada lluvia neta.

La suma de los términos I, S, E, constituye la retención superficial, de modo que:

$$P = \text{retención} + \text{infiltración} + \text{escorrentía directa} \quad \dots (4.2)$$

(lluvia neta)

Constituye una preocupación permanente de la Hidrología la obtención de la escorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia en un cierto lugar. La primera manera es a través de la fórmula simple de escorrentía:

$$P_n = CP \quad \dots\dots (4.3)$$

El término C recibe el nombre de coeficiente de escorrentía y para evaluarlo han sido sugeridas diversas tablas, de las que se citan 2 (tablas 4.1 y 4.2)

TABLA 4.1 VALORES DE C (*)

Naturaleza de la superficie	Topografía	
	Ondulada S de 5 a 10%	Inclinada S de 10 a 30%
Cultivos generales	0.60	0.72
Cultivos de pastos	0.36	0.42
Cultivos de bosques	0.18	0.21
Areas desnudas	0.80	0.90

(*) Tomada del libro Riegos y Avenamientos, de Enrique Blair (Lima 1957)

TABLA 4.2 VALORES DE C (REFERENCIA 1)

Area residencial urbana sólo casas habitación	...	0.30
Apartamentos con espacios verdes	...	0.50
Area de edificios comerciales e industriales	...	0.90
Areas boscosas, dependiendo del suelo	...	0.05 - 0.20
Parques, terrenos agrícolas y pastizales	...	0.05 - 0.30
Asfalto o pavimento de concreto	...	0.85

Aun cuando la (4.3) parece resolver de manera sencilla el problema de obtener la escorrentía directa P_n correspondiente a una lluvia P , hay que tener presente que la determinación del valor apropiado del coeficiente de escorrentía C es algo sumamente complejo. En la práctica, esta labor se deja para los ingenieros con más experiencia de campo, quienes pueden interpretar mejor las diferentes características de la cuenca en estudio.

4.2 Capacidad de Infiltración

Debido a los fenómenos de infiltración y percolación, el agua de lluvia llega hasta el nivel del agua subterránea, pero no a un ritmo constante. La tasa de infiltración disminuye a medida que progresa la tormenta, debido a que se van llenando los espacios capilares del suelo.

La tasa máxima a la cual puede penetrar agua a un suelo, en un sitio en particular y con tasa de abastecimiento suficiente, se llama capacidad de infiltración (f_p). Es máxima al comienzo de una tormenta (f_0) y se aproxima a una tasa mínima (f_c) a medida que el suelo se satura (fig. 4.2). El valor límite está controlado por la permeabilidad del suelo.

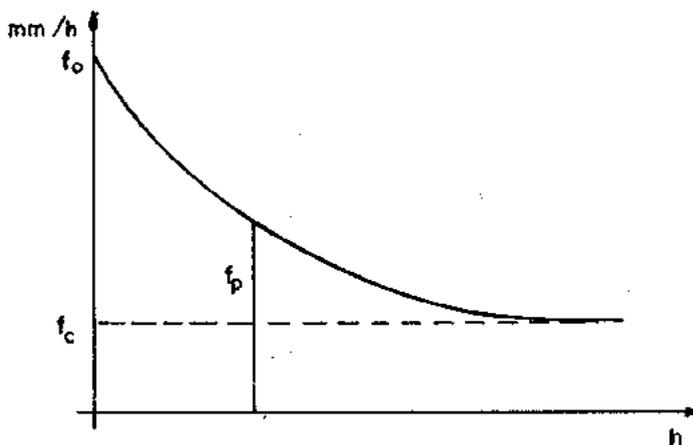


Fig. 4.2 CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION

Horton encontró que las curvas de infiltración se aproximan a la forma:

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad \dots (4.4)$$

t ... tiempo transcurrido desde el inicio de la lluvia.

k ... constante empírica.

Integrando esta ecuación con respecto al tiempo se obtiene la cantidad acumulada de infiltración F al cabo del tiempo t :

$$F = \int_0^t f_p \cdot dt = f_c \cdot t + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-kt}) \quad \dots (4.5)$$

Por su parte Philip sugirió la ecuación:

$$f_p = \frac{bt^{-1/2}}{2} + a \quad \dots (4.6)$$

a, b ... constantes empíricas

Análogamente, la infiltración acumulada será:

$$F = bt^{1/2} + at \quad \dots (4.7)$$

Otras numerosas fórmulas han sido propuestas para determinar la infiltración, indicando la mayoría de ellas que la capacidad de infiltración es una función exponencial del tiempo.

De lo expuesto surge una segunda manera de obtener la escorrentía directa correspondiente a una lluvia (fig. 4.3).

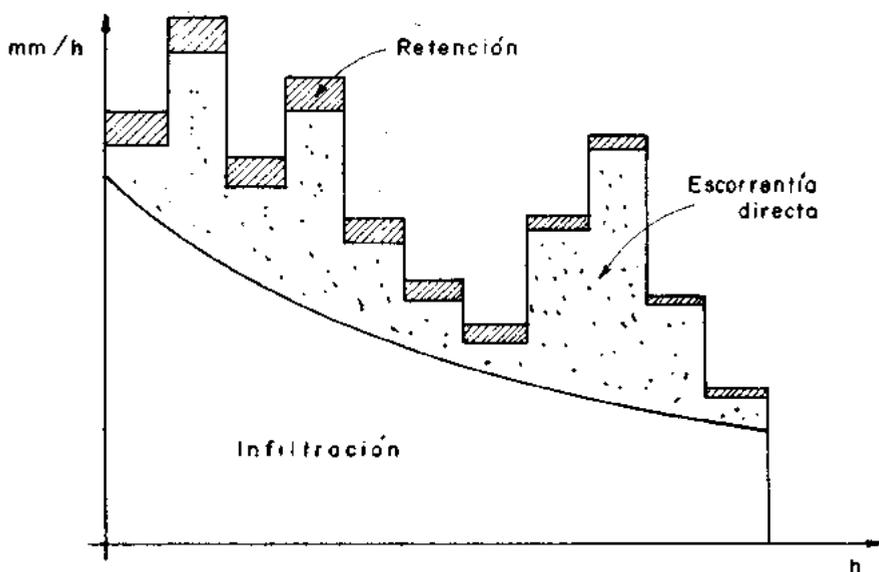


Fig. 4.3 OBTENCIÓN DE LA ESCORRENTÍA DIRECTA

Esta segunda manera de obtener la escorrentía directa por separación en el histograma es también sencilla sólo en apariencia. En primer lugar se requiere una estación con pluviógrafo, en segundo lugar el suelo de la cuenca no es homogéneo de modo que la curva de infiltración no es la dibujada y en tercer lugar la determinación de la retención tiene también sus complicaciones.

4.3 Factores de la Infiltración

La capacidad de infiltración depende de muchos factores. Los principales son: el tipo de suelo, el contenido de materia orgánica, el contenido de humedad, la cobertura vegetal y la época del año.

De aquellas características del suelo que afectan la infiltración la porosidad es posiblemente la más importante. La porosidad determina la capacidad de almacenamiento y también afecta la resistencia al flujo. La infiltración tiende a aumentar con el aumento de la porosidad.

El aumento en el contenido de materia orgánica también tiende a aumentar la capacidad de infiltración, debido sobre todo a que produce un aumento en la porosidad.

La infiltración, para un mismo tipo de suelo, es menor en un suelo húmedo que en un suelo seco y esta disminución es más notoria en los momentos iniciales. De este modo la curva de infiltración sufre un cambio como el que muestra la figura 4.4.

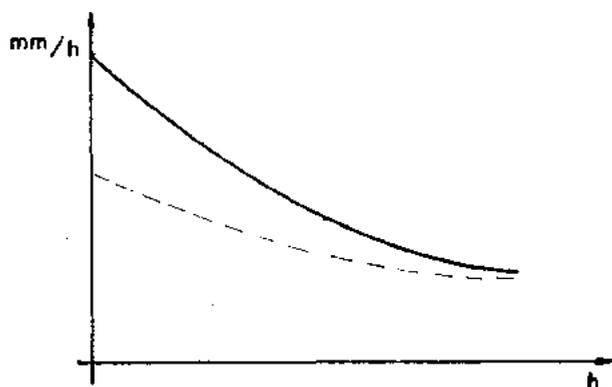


Fig.4.4 EFECTO DE LA HUMEDAD EN LA INFILTRACION

El efecto de la cobertura vegetal en la capacidad de infiltración es difícil de determinar ya que también afecta a la interceptación. No obstante, la vegetación aumenta la infiltración en comparación con la del mismo suelo desnudo. La explicación está en que: 1) retarda el flujo de superficie dando al agua más tiempo para que penetre en el suelo, 2) los sistemas de raíces hacen al suelo más permeable; 3) el follaje protege al suelo de la erosión causada por las gotas de agua y reduce la compactación de la superficie del suelo.

4.4 Medición de la Infiltración

La mayoría de datos sobre tasas de infiltración se obtienen mediante ensayos con un infiltrómetro.

En los casos en que existe una amplia variación en los suelos o en la vegetación dentro del área, la cuenca se divide en subcuencas homogéneas, cada una de las cuales está cubierta por un complejo de suelo único. Repitiendo varias veces el ensayo se pueden obtener datos fidedignos de cada subárea.

Un infiltrómetro es un tubo u otro contorno metálico diseñado para aislar una sección del suelo. El área efectiva varía desde menos de 1 pie² hasta varias decenas de pie². El procedimiento clásico consiste en inundar el infiltrómetro, aplicando agua en una lámina de altura constante sobre el área encerrada y medir el tiempo que tarda en infiltrarse. Esta práctica está siendo reemplazada por los simuladores de lluvia. Como en este caso no se puede medir directamente la cantidad de agua que penetra el suelo, la infiltración se calcula como la diferencia entre el agua aplicada y la escorrentía directa medida.

4.5 El Ciclo de Escorrentía

Ciclo de escorrentía es el término que se emplea para describir aquella parte del ciclo hidrológico entre la precipitación que cae sobre una área y la descarga subsiguiente de esa agua a través de cauces o bien por evapotranspiración.

Las aguas procedentes de las precipitaciones llegan al cauce del río por diferentes vías:

- escorrentía superficial
- escorrentía subsuperficial
- agua subterránea
- lluvia que cae en el espejo de agua

La figura 4.5 muestra esquemáticamente las variaciones temporales de los factores hidrológicos durante una tormenta extensa en una cuenca relativamente seca. El área punteada representa la porción de la lluvia total que eventualmente llega a ser el flujo de la corriente, medido a la salida de la cuenca.

La precipitación sobre el cauce es el único incremento del flujo en el cauce que ocurre durante el período inicial de la lluvia. A medida que aumenta la corriente aumenta su espejo de agua y por lo tanto aumenta también el volumen de precipitación sobre el cauce.

La tasa de intercepción es alta al comienzo de la lluvia, especialmente en una cobertura vegetal densa, y disminuye conforme se copa la capacidad de intercepción disponible.

La tasa a la cual se reduce el almacenamiento de depresión también disminuye rápidamente a partir de un valor inicial alto, a medida que se llenan las depresiones más pequeñas.

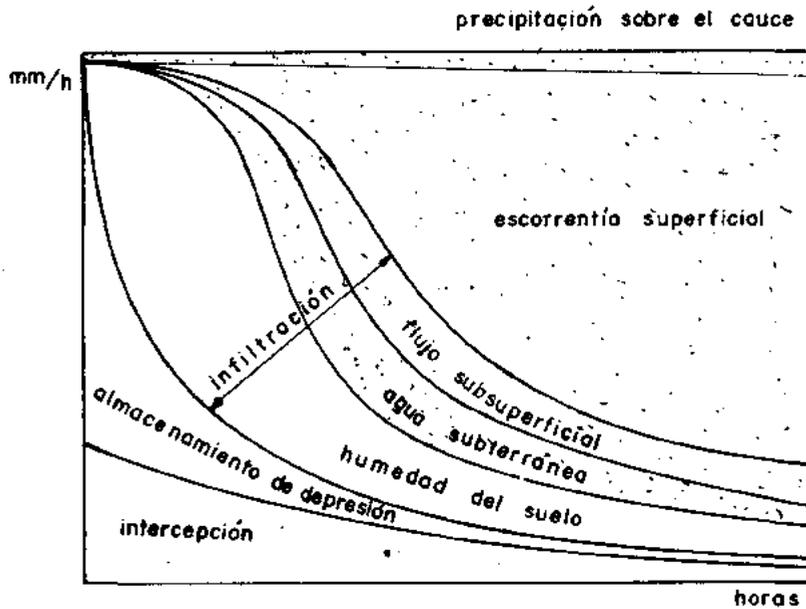


Fig.4.5 EL CICLO DE LA ESCORRENTIA

La mayor parte de la diferencia de humedad del suelo es satisfecha antes de que tenga lugar una escorrentía superficial apreciable.

El agua que se infiltra y no es retenida como humedad del suelo, se mueve hacia los cauces como escorrentía subsuperficial o penetra en la capa freática y alcanza eventualmente el cauce como agua subterránea (flujo base).

La tasa de escorrentía superficial comienza en cero, aumenta lentamente al principio y luego rápidamente hasta alcanzar un valor porcentual, en relación a la intensidad de precipitación, relativamente constante.

La figura 4.5 sólo pretende ilustrar, sobre uno de los infinitos casos posibles, en cuanto a la magnitud relativa de los diferentes factores del ciclo de escorrentía. En la práctica se producen complicaciones debido a las variaciones de la intensidad de la lluvia durante la tormenta, así como también al hecho de que todos los factores varían de un punto a otro de la cuenca.

4.6 Estimativos de la Escorrentía Usando Infiltración

La figura 4.3 muestra cómo se puede obtener la escorrentía directa correspondiente a una lluvia. Ya se indicó que ésta es una manera sencilla de obtener la escorrentía directa sólo en apariencia. Hay que agregar ahora que el problema se complica aún más porque: 1) la intensidad de la lluvia puede fluctuar por encima y por debajo de la curva capacidad de infiltración; 2) la curva misma de capacidad de infiltración es función de las condiciones de humedad antecedente; 3) el histograma de una tormenta no es uniforme en todos los puntos de la cuenca.

Indices de Infiltración.-

Las dificultades inherentes al método directo de infiltración, para evaluar la escorrentía directa, han conducido al uso de los índices de in

filtración. El más simple de estos es el índice ϕ , definido como la tasa de precipitación por encima de la cual el volumen de lluvia es igual al volumen de escorrentía directa. Ver fig. 4.6.

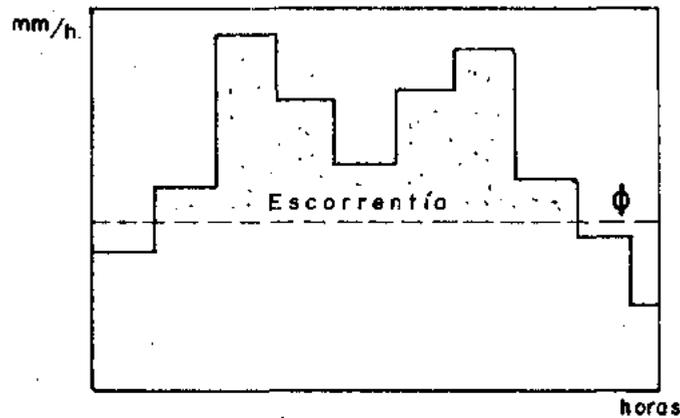


Fig. 4.6 EL INDICE ϕ

Pero, para ser aplicado, el índice ϕ tiene que ser previamente obtenido para la cuenca en estudio. Para esto se requieren mediciones de caudal y de lluvia en la forma que se describe a continuación.

Se tiene de un lado el hidrograma de la cuenca (gráfico Q-t, fig. 4.7) y de otro el histograma de la tormenta que lo provocó (gráfico i-t, fig. 4.8).

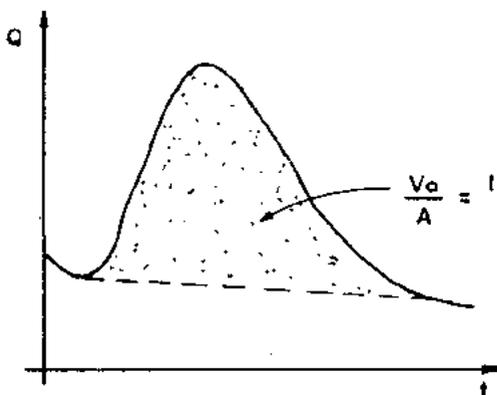


Fig. 4.7 HIDROGRAMA

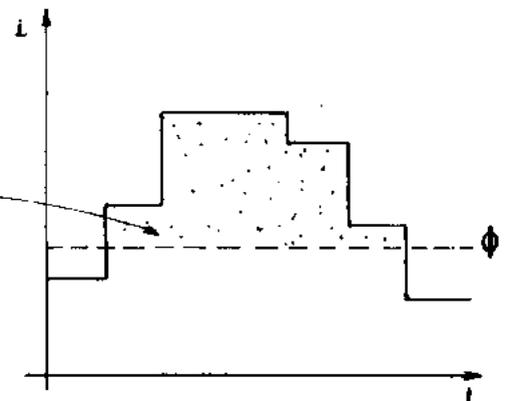


Fig. 4.8 HISTOGRAMA

Supongamos que el área sombreada del hidrograma corresponde al volumen de escorrentía directa (en el Capítulo 8 se trata esto con detenimiento). Dividiendo dicho volumen entre el área de la cuenca se obtiene la lámina de escorrentía directa. Se traza luego en el histograma, por tanteos, una horizontal, de modo que la porción del histograma situada por encima de esta horizontal represente la lámina de escorrentía directa. La ordenada de esta horizontal es el índice ϕ buscado.

Ejemplo 4.1

Se trata de determinar el valor del índice ϕ para la cuenca de la figura 2.9 del ejemplo 2.7.

La última columna de la tabla 2.3 del ejemplo 2.7 contiene los valores de la precipitación horaria sobre la cuenca, con los que se construye la curva masa en la cuenca. Si además, una estación de aforo ubicada en el punto de salida de la cuenca ha permitido medir el escurrimiento directo correspondiente a la misma tormenta, encontrándose que es 2.0 pg., es posible obtener el índice ϕ por tanteos.

La tabla 4.3 muestra el procedimiento seguido en este caso. El valor de 0.17 pg/h supuesto en el tercer tanteo produce la mejor concordancia entre la lluvia neta calculada (1.96 pg.) y la escorrentía directa medida (2.0 pg.). Ver fig. 4.9.

Con este procedimiento se pueden obtener los valores del índice ϕ para varias tormentas importantes, siendo el promedio de estos valores el valor medio del índice ϕ para la cuenca.

La duración de lluvia neta es el tiempo durante el cual los incrementos de precipitación exceden al valor del índice ϕ . Después del tercer tanteo se encuentra que esta duración es de 9 horas. En la figura 4.10 se ha dibujado el histograma de lluvia neta.

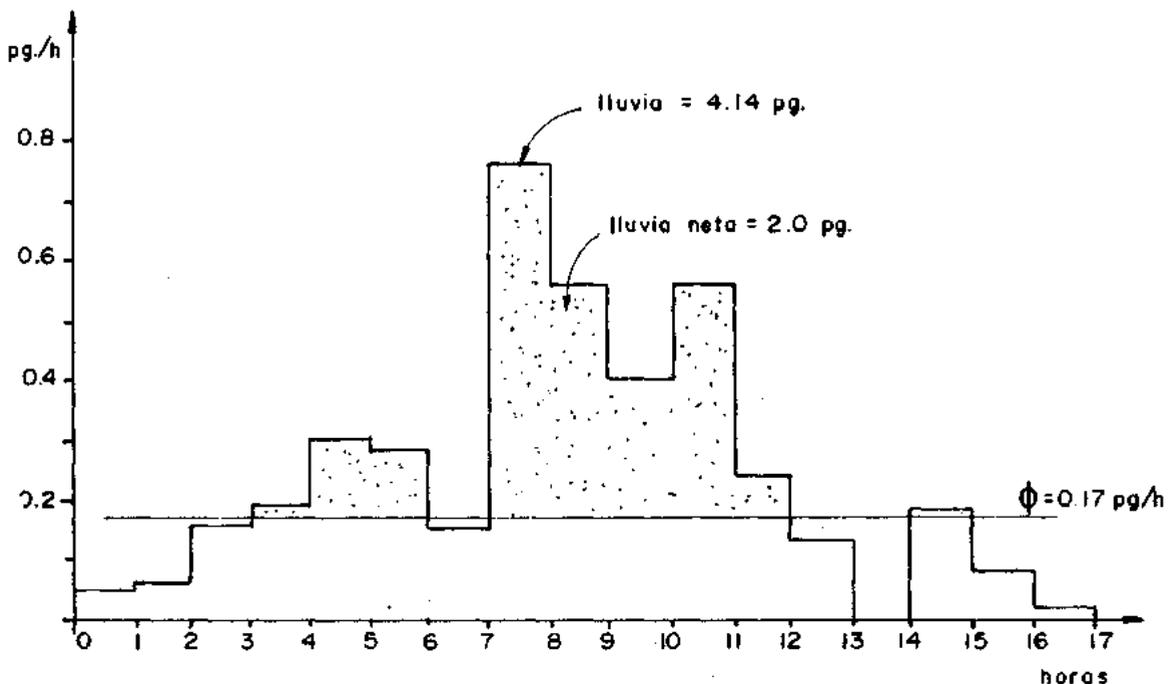


Fig. 4.9 PRECIPITACION MEDIA HORARIA

TABLA 4.3 CALCULO DEL INDICE ϕ

t hrs.	Δm pg.	1er. Tanteo		2do. Tanteo		3er. Tanteo	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
0							
1	0.05	0.25		0.15		0.17	
2	0.06						
3	0.16				0.01		
4	0.19				0.04	0.02	
5	0.30		0.05		0.15	0.13	
6	0.29		0.04		0.14	0.12	
7	0.15		0		0	0	
8	0.76		0.51		0.61	0.59	
9	0.56		0.31		0.41	0.39	
10	0.40		0.15		0.25	0.23	
11	0.56		0.31		0.41	0.39	
12	0.24				0.09	0.07	
13	0.13				0	0	
14	0				0	0	
15	0.19				0.04	0.02	
16	0.08						
17	0.02						
Total	4.14		1.37		2.15		1.96

(1) = valor supuesto de ϕ en pg/h

(2) = lluvia neta en pg.

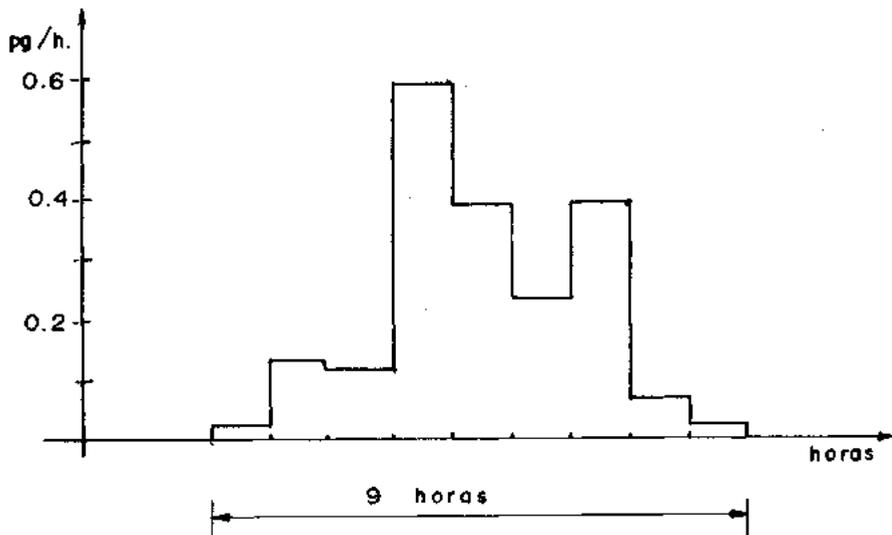


Fig. 4.10 HISTOGRAMA DE LLUVIA NETA EN LA CUENCA

4.7 Problemas

Problema 4.1

Determinar la ecuación de la curva capacidad de infiltración para los siguientes datos observados.

t min.	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
fp cm/h	16.0	11.0	7.9	5.7	4.1	2.8	1.9	1.3	1.0	1.0

Problema 4.2

La tabla de abajo indica las láminas horarias de tres tormentas que produjeron escorrentías de 14, 23 y 18.5 mm., respectivamente. Determinar el índice ϕ de la cuenca.

Hora	Tormenta 1 mm.	Tormenta 2 mm.	Tormenta 3 mm.
1	2	4	3
2	6	9	8
3	7	15	11
4	10	12	4
5	5	5	12
6	4		3
7	4		
8	2		

Problema 4.3

Durante una tormenta, las láminas acumuladas de lluvia en sucesivos períodos de 2 minutos son : 0.2, 0.5, 0.8, 1.4, 1.8 y 2.1 cm. Dibujar la curva masa y el histograma.

¿Cuánto vale la lámina de lluvia neta si la pérdida uniforme (índice ϕ) es igual a 10.2 cm/h ? ¿Cuánto vale el coeficiente de escorrentía C?

viene de la página 42

E. PERIODO DE MODERNIZACION (1,800 - 1,900)

El siglo XIX fue de muchos modos la gran era de la hidrología experimental, que había sido iniciada en el período precedente de la experimentación y era ahora grandemente modernizada, de tal manera que se sentaron las bases para la fundación de la ciencia moderna de hidrología. Los signos de la modernización pueden verse a través de las muchas contribuciones importantes a la hidrología. La mayoría de contribuciones fueron, sin embargo, en hidrología subterránea y en mediciones de corrientes superficiales.

En el campo del agua subterránea, fueron aplicados por primera vez los conocimientos de geología a problemas hidrológicos por William Smith, y también se hicieron muchos descubrimientos básicos, incluyendo la ecuación del flujo capilar de Hagen-Poiseuille; la ley de Darcy del flujo de agua subterránea, la fórmula de pozos de Dupuit-Thiem. Hubieron muchas otras contribuciones valiosas.

En el campo del agua superficial, fue notablemente impulsada la hidrometría, incluyendo el desarrollo de muchas fórmulas del flujo y aparatos de medición y el nacimiento de la medición sistemática de corrientes. Contribuciones sobresalientes fueron las mediciones de las descargas del Mississippi por Humphrey y Abbot; la publicación de la fórmula de descarga en vertederos de Francis; la determinación del coeficiente de Chezy por Ganguillet y Kutter; la propuesta de la fórmula del flujo de Manning y el desarrollo de los correntómetros de Ellis y Price.

En el campo de la evaporación, John Dalton fue el primero en reconocer la relación entre evaporación y presión de vapor y estableció así la ley de Dalton. En el campo de la precipitación, Miller hizo el intento básico de correlacionar la precipitación con la altitud y Blodget publicó un libro importante describiendo la distribución de las lluvias en Estados Unidos.

Durante este período fueron fundadas varias agencias hidrológicas gubernamentales en los Estados Unidos, incluyendo The U.S. Army Corps of Engineers, The Geological Survey y The Weather Bureau.

sigue en la página 98

5.1 Descripción

El agua subterránea es de gran importancia, especialmente en aquellos lugares secos donde el escurrimiento fluvial se reduce mucho en algunas épocas del año. Se estima que en Estados Unidos, de toda el agua que se usa al año, una sexta parte es agua subterránea. En Lima, por otro lado, del total de agua que se consume un 40% proviene del subsuelo.

Las aguas del subsuelo, como las aguas superficiales, provienen de las lluvias. No son independientes unas de otras, sino que, por el contrario, están muy ligadas entre sí. Muchas corrientes superficiales reciben agua del subsuelo y, a su vez, el agua del subsuelo se realimenta de las aguas superficiales.

Veamos un esquema de las condiciones del agua subterránea.

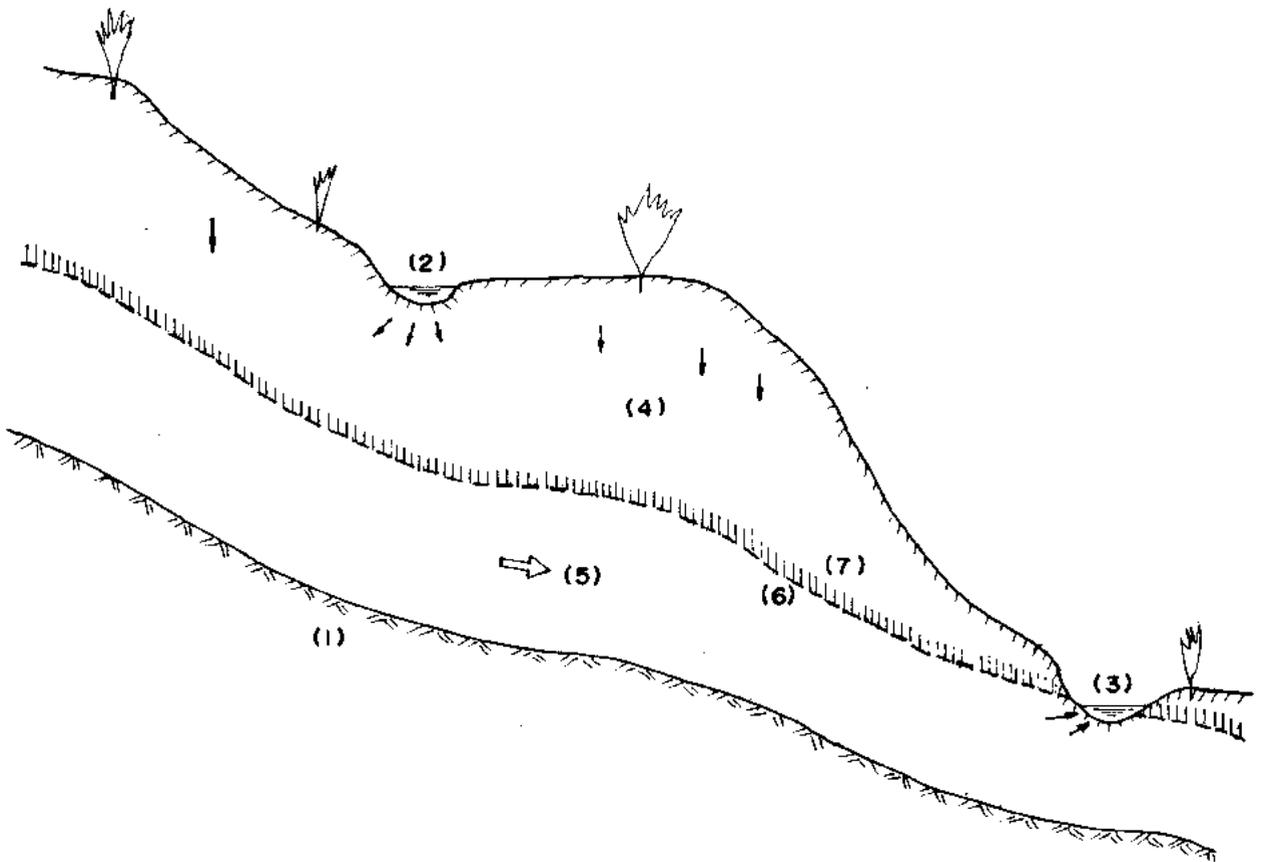


FIG. 5.1 EL AGUA SUBTERRANEA

Es necesaria la presencia de un estrato impermeable (1). Las corrientes superficiales pueden ser afluentes (2) o efluentes (3). Debajo de la superficie, los poros del suelo contienen agua y aire en cantidades variables; es la zona vadosa (4); en ella la presión es menor que la atmosférica. Después de una lluvia el agua puede moverse hacia abajo a través de esta zona de aireación; una parte del agua que penetra es retenida por fuerzas de capilaridad y fuerzas moleculares; el resto sigue bajando hasta la zona de agua subterránea (5); allí la presión es mayor que la atmosférica y el agua escurre siguiendo las leyes de la hidráulica. El nivel superior del agua del subsuelo constituye el nivel freático (6). A ese nivel se presenta un cordón capilar (7), en el cual los poros del suelo contienen agua que ha ascendido desde el agua subterránea por la acción capilar.

5.2 Tipos de Acuíferos

Las formaciones que contienen y transmiten agua del subsuelo reciben el nombre de acuíferos. Los tipos principales son 2: no confinados y confinados.

Acuíferos no confinados

Una formación como la representada en la figura 5.1 constituye un acuífero no confinado. Si se perforan pozos de observación hasta el estrato impermeable, el lugar geométrico de los niveles alcanzados es el nivel freático (figura 5.2).

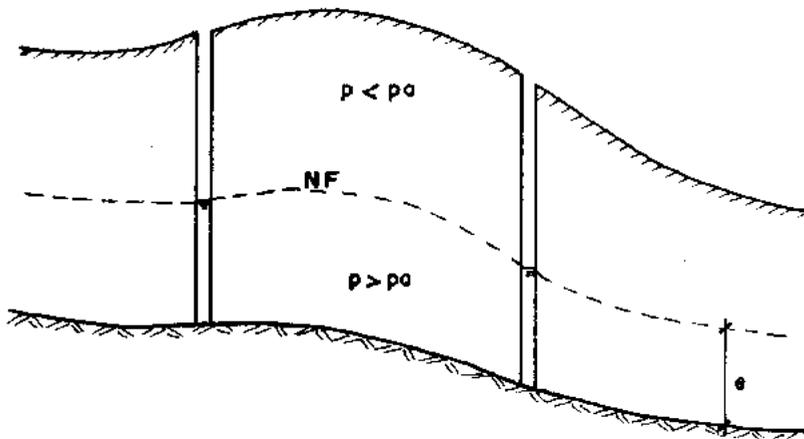


FIG. 5.2 ACUIFERO NO CONFINADO

El flujo es libre como en los canales; la línea de energía es siempre descendente en el sentido del flujo; el nivel freático sigue más o menos las mismas variaciones de la superficie. El espesor e alcanza valores que varían desde unos cuantos metros hasta cientos de metros.

Los acuíferos no confinados son como verdaderos lagos subterráneos en material poroso; como no hay restricción en la parte superior el nivel freático es libre de subir y bajar (figura 5.3). Muchas veces estos acuíferos alimentan corrientes superficiales y lagos.

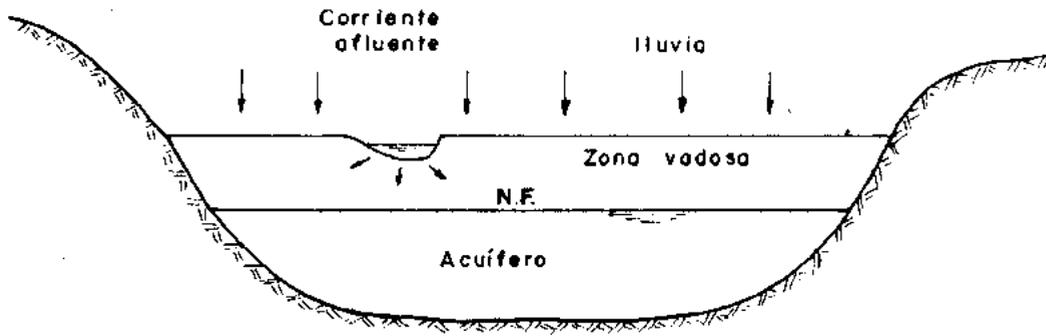


FIG. 5.3 ACUIFERO NO CONFINADO

Acuíferos confinados

Son acuíferos comprendidos entre dos estratos impermeables (figura 5.4). El flujo es a presión, como en las tuberías.

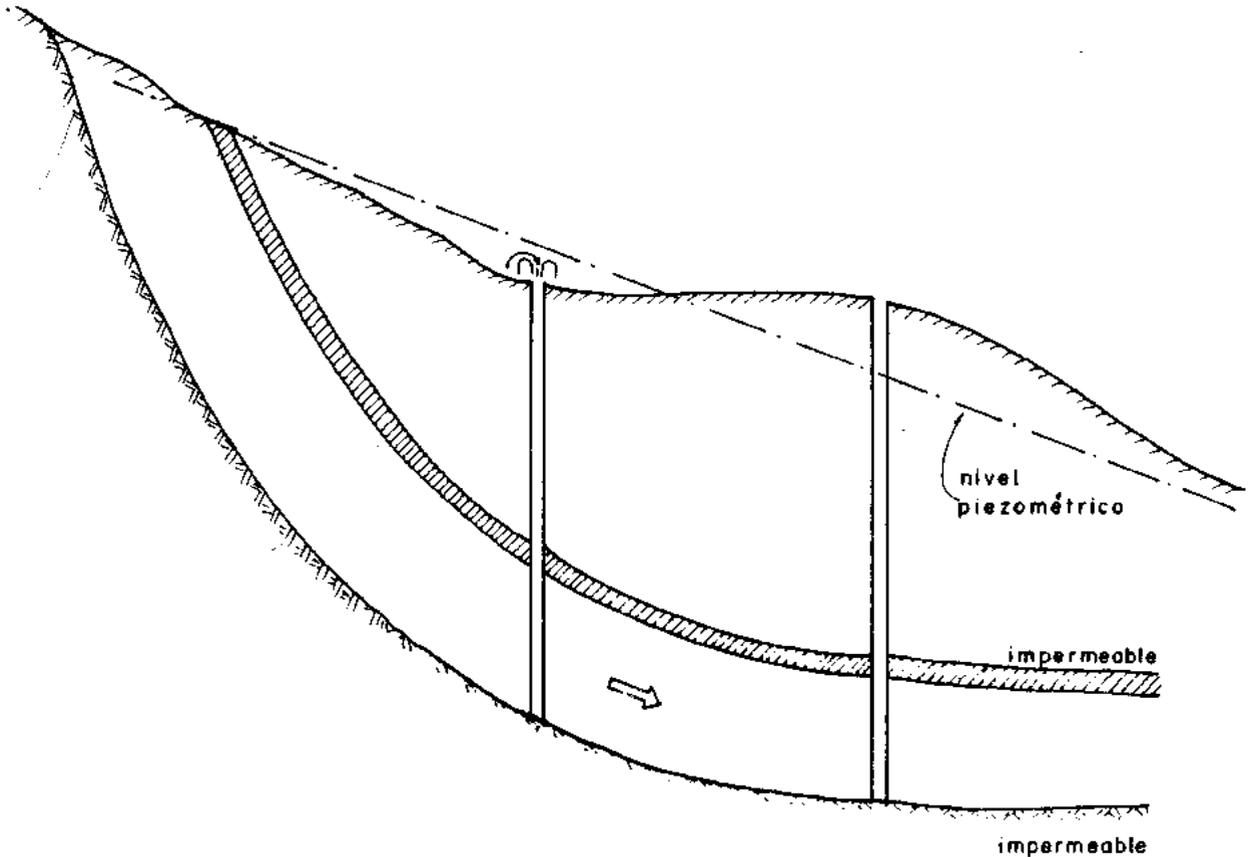


FIG. 5.4 ACUIFERO CONFINADO

En vez de un nivel freático se tiene ahora un nivel piezométrico. La línea de energía, como en el caso de los acuíferos no confinados, se confunde prácticamente con el nivel piezométrico debido a que la altura de velocidad del agua es muy pequeña.

Los acuíferos confinados presentan las ventajas de conducir el agua a grandes distancias y entregar el agua por encima del nivel del acuífero, y las desventajas de tener áreas de recarga relativamente pequeñas, rendir menos agua y provocar asentamientos del terreno en los lugares de extracción (pozos de bombeo).

5.3 Alimentación y Descarga

Alimentación.- Se describirá en un acuífero no confinado.

El agua del subsuelo se alimenta de las lluvias, ya sea directamente o indirectamente a través de las corrientes superficiales y lagos. El agua de lluvia sufre primero intercepción debido a la vegetación, y almacenamiento en las depresiones del terreno y en la zona vadosa. Del resto, una parte sufre escorrentía y otra llega eventualmente a la zona de agua subterránea. Quiere decir que sólo las lluvias prolongadas de fuerte magnitud alimentan el agua del subsuelo.

La alimentación o recarga natural del agua del subsuelo es un proceso irregular e intermitente, en que intervienen la geología y el perfil del terreno.

Descarga.- El agua del subsuelo en exceso de la capacidad del acuífero se descarga de dos maneras: por evapotranspiración, cuando el cordón capilar llega a los sistemas radiculares de la vegetación y por salida superficial, si el nivel freático intersecta la superficie del terreno.

En la práctica se presentan los siguientes casos de salida superficial: 1) Filtración difundida, si el ritmo de descarga es bajo o el escurrimiento se esparce sobre una área grande; el agua humedece la superficie y de allí se evapora. 2) Manantial si la descarga es significativa y se concentra en una área pequeña. Hay varios tipos de manantiales (figura 5.5).

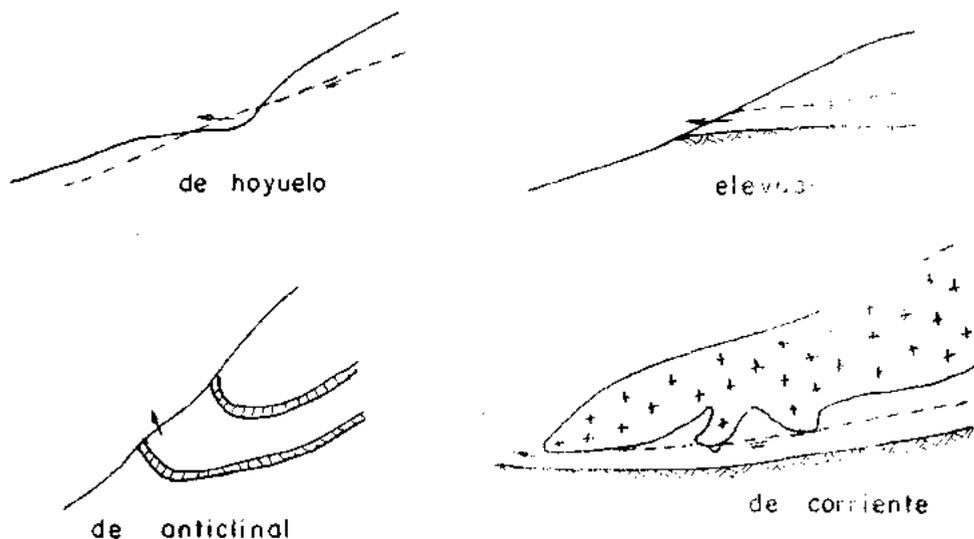


FIG. 5.5 MANANTIALES

5.4 Flujo del Agua Subterránea

Porosidad y rendimiento específico.- Son dos propiedades importantes de los acuíferos.

Porosidad.- Definida como la relación del volumen de vacíos al volumen total, mide la capacidad de una formación para contener agua. La porosidad varía desde valores muy altos en las arcillas (45%) hasta valores muy bajos en las formaciones con grandes cavidades o cavernas. Una alta porosidad no indica que el acuífero rendirá grandes volúmenes de agua a un pozo.

Rendimiento específico.- Es el volumen de agua, expresado como un porcentaje del volumen total del acuífero, que drenará libremente o por gravedad del acuífero. Es siempre menor que la porosidad porque una parte del agua es retenida por fuerzas capilares y moleculares. Las arcillas, aunque tienen una alta porosidad, rinden poca agua a los pozos debido a esas fuerzas. Los acuíferos económicamente más importantes son los depósitos de arenas y de gravas. Ver tabla 5.1.

TABLA 5.1 POROSIDAD Y RENDIMIENTO ESPECIFICO

	Porosidad (%)	R.E. (%)
Arcilla	45	3
Arena	35	25
Grava	25	22
Grava y arena	20	16
Arenisca	15	8
Calizas densas y esquistos	5	2
Cuarcita y granito	1	0.5

Ley de Darcy

Fue Darcy (1856) quien confirmó que, con excepción de las grandes cavernas o fisuras, el agua del subsuelo escurre siempre con movimiento laminar. Aceptando las hipótesis del flujo unidimensional y uniformemente distribuido en espesor, la ecuación de Darcy se expresa:

$$v = K_p \cdot s \quad (5.1)$$

v ... velocidad aparente del agua

K_p ... coeficiente de permeabilidad de Darcy o conductividad hidráulica; tiene las mismas unidades que v.

s ... pendiente de la línea de energía, prácticamente igual a la pendiente de la línea piezométrica; no tiene unidades.

Velocidad aparente y velocidad real.-

A una sección transversal corresponden dos áreas:

A : área total

A' : área de los espacios entre granos

Al área total A corresponde la velocidad aparente v y al área neta A' corresponde la velocidad real v', de tal manera que:

$$Q = A v = A' v'$$

$$\text{De aquí: } v' = \frac{A}{A'} v = \frac{AL}{A'L} v = \frac{\text{volumen total } V_T}{\text{volumen de vacíos } V_V} \cdot v$$

$$v' = \frac{1}{\frac{V_V}{V_T}} \cdot v = \frac{v}{p} \quad (5.2)$$

en que p es la porosidad del suelo. Como p es siempre menor que 1, v' es siempre mayor que v .

K_p depende de las propiedades del líquido y del medio poroso, y se puede expresar como:

$$K_p = K \cdot \frac{\gamma}{\mu} \quad (5.3)$$

γ ... peso específico del líquido

μ ... viscosidad dinámica del líquido

K ... permeabilidad intrínseca del medio; tiene dimensiones de área y en la ingeniería de petróleos se expresa en Darcys.
(1 Darcy = $0.987 \times 10^{-8} \text{cm}^2$)

Para propósitos hidrológicos, en los Estados Unidos, si Q se mide en gal/día a través de una área de 1 pie² bajo la acción de un gradiente unitario, a 60°F, K_p resulta en unidades meinzer. Se deduce que:

$$1 \text{ meinzer} = 0.0408 \text{ m/día}$$

Para otra temperatura:

$$K_{p_t} = K_{p_{60}} \cdot \frac{v_{60}}{v_t} \quad (5.4)$$

(Ver tabla 5.2)

TABLA 5.2 VALORES DE K_p y K PARA DIVERSOS MATERIALES

Material	Permeabilidad K_p		P. intrínseca K Darcys
	unidades meinzer	m/día	
Arcilla	0.01	0.0004	0.0005
Arena	1,000	41	50
Grava	100,000	4,100	5,000
Grava y arena	10,000	410	500
Arenisca	100	4.1	5
Calizas densas y esquistos	1	0.041	0.05
Cuarcita y granito	0.01	0.0004	0.0005

Transmisividad.- Llamando Y al espesor del acuífero y B a su ancho, se puede escribir:

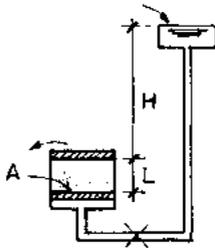
$$Q = A \cdot v = A K_p s = B Y K_p s = B T s \quad (5.5)$$

El producto $K_p \cdot Y$ se reemplaza muchas veces por un único término T que representa la transmisividad del acuífero. Sus dimensiones son L^2/T , por ejemplo $m^2/día$. Si K_p se expresa en unidades meinzger, T resulta en $gal/día/pie$. Se deduce que $1 m^2/día = 80.5 gal/día/pie$.

Determinación de la permeabilidad.

Hay dos formas de determinar el valor de K_p de un determinado suelo: en el laboratorio y en el campo.

a) En el laboratorio se usan los permeámetros:



$$Q = A v = A K_p s$$

$$K_p = \frac{Q}{As} = \frac{Q}{A \cdot \frac{H-h}{L}} = \frac{Q L}{A (H-h)} \quad (5.6)$$

La principal dificultad del método se presenta al colocar la muestra de suelo no consolidado en su estado natural y la principal desventaja es la incertidumbre de la representatividad de la muestra con respecto al acuífero en su conjunto.

b) En el campo se usa un pozo de ensayo. Este método hace uso de los conceptos inherentes a la hidráulica de pozos y permite obtener la permeabilidad promedio en una área extensa alrededor del pozo de bombeo. El flujo en pozos es tratado en el siguiente apartado.

Aplicaciones de la ley de Darcy

La ley de Darcy para flujo unidimensional (ecuación 5.1) puede ser utilizada para resolver algunos problemas simples de flujo vertical o lateral de agua subterránea. Algunos sistemas tienen ambas componentes de flujo (vertical, horizontal) sin embargo la componente en una dirección puede ser despreciada cuando la dirección predominante del flujo es la otra. El flujo puede ser entonces considerado meramente unidimensional y uniformemente distribuido en espesor, que son precisamente las hipótesis de aplicación de la ley de Darcy.

Ejemplo 5.1 (figura 5.6)

El nivel del agua subterránea, en un piezómetro a 300 m de distancia del canal, queda 0.50 m por debajo del nivel del agua en dicho canal. El estrato impermeable está a 10 m por debajo del nivel del agua en el piezómetro. Asumiendo $K_p = 3 m/día$, calcular las pérdidas de agua por filtración a través de las paredes y el fondo del canal.

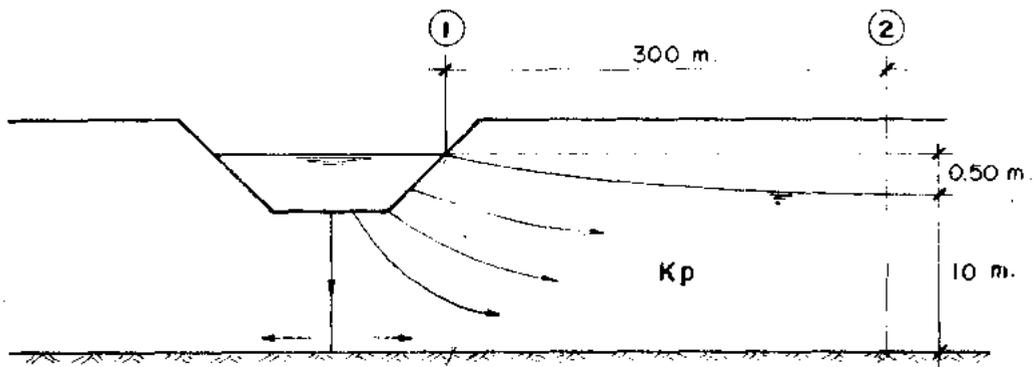


FIG. 5.6 SISTEMA DEL EJEMPLO 5.1

En la solución del sistema se asume el flujo sólo en dirección horizontal y parejamente distribuido con la profundidad debajo del nivel freático. Como la carga hidráulica (0.50 m) es pequeña al lado de la distancia (300 m), puede considerarse un valor medio de s :

$$s = \frac{H}{L} = \frac{0.50}{300} = 0.00167$$

$$v = Kp \cdot s = 3 \times 0.00167 = 0.0050 \text{ m/día}$$

igualmente, un valor medio del área A :

$$A = \frac{10.5 + 10}{2} = 10.25 \text{ m}^2$$

con lo que:

$$Q = A v = 10.25 \times 0.005 = 0.05125 \text{ m}^3/\text{día por m.l. de canal.}$$

Asumiendo condiciones de simetría, la respuesta será:

$$Q = 0.1025 \text{ m}^3/\text{día por m.l. de canal}$$

Las hipótesis iniciales, que hacen posible la aplicación de la (5.1), pierden precisión si la profundidad del estrato impermeable aumenta, debido a la importancia creciente que adquiere el flujo vertical. Utilizando técnicas de analogía eléctrica, que sí tienen en cuenta la componente vertical, se ha llegado a comprobar que la solución en la forma descrita es razonablemente precisa si la distancia del estrato impermeable al fondo del canal no es mayor que dos veces el ancho superficial del canal.

Ejemplo 5.2 (figura 5.7)

La figura muestra una ladera con un espesor relativamente delgado de suelo drenando hacia una corriente; la pendiente del terreno es 2%; el

suelo es un limo arenoso con $K_p = 2,5$ m/día; el fondo impermeable queda a una profundidad uniforme de 6 m.

A fin de reducir la contaminación de la corriente, el efluente de una planta de tratamiento no será vaciado directamente sino rociado sobre el terreno a cierta distancia de ella. Después de la infiltración el efluente correrá hacia abajo como flujo subterráneo y drenará hacia la corriente. El flujo subterráneo y la infiltración previa mejoran considerablemente la calidad del efluente con lo que la polución de la corriente disminuye en alto grado. El sistema deberá ser diseñado y operado de modo que se suprima la escorrentía superficial. Si la aplicación de los rociadores es de 2 cm/día, ¿cuál será el mayor ancho W del área que podrá ser rociada al mismo tiempo?

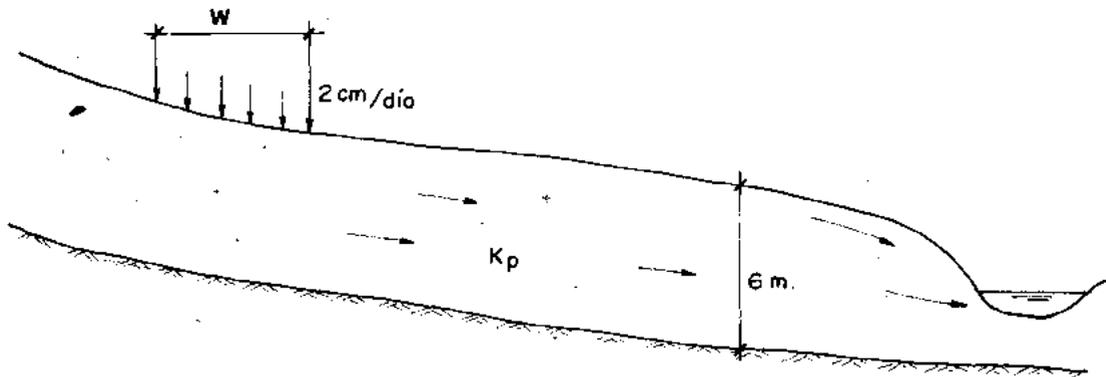


FIG. 5.7 SISTEMA DEL EJEMPLO 5.2

El flujo subterráneo máximo se obtiene cuando el suelo entre el campo de rociado y el río está completamente saturado y el nivel freático coincide con la superficie del terreno. La transmisividad del suelo saturado será:

$$T = K_p \cdot Y = 2.5 \times 6 = 15 \text{ m}^2/\text{día}$$

El flujo subterráneo máximo, por unidad de longitud perpendicular al papel es:

$$Q = A v = B Y \cdot K_p s = B T s = 1 \times 15 \times 0.02 = 0.3 \text{ m}^3/\text{día por m.l.}$$

A una tasa de infiltración de 2 cm/día, el flujo es de:

$$Q = 0.02 w \cdot 1 \text{ m}^3/\text{día por m.l.}$$

Luego, el valor máximo de w , y por eso sin escorrentía superficial, resulta:

$$w = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ m}$$

Ejemplo 5.3 (figura 5.8)

La figura muestra un sistema de precipitación, infiltración y drenaje hacia una corriente, vía un acuífero no confinado con un fondo horizontal impermeable. Asumiendo una tasa uniforme de infiltración P y condiciones de flujo permanente, ¿cuál es la profundidad h_1 de equilibrio

del nivel freático en la cima de la colina?

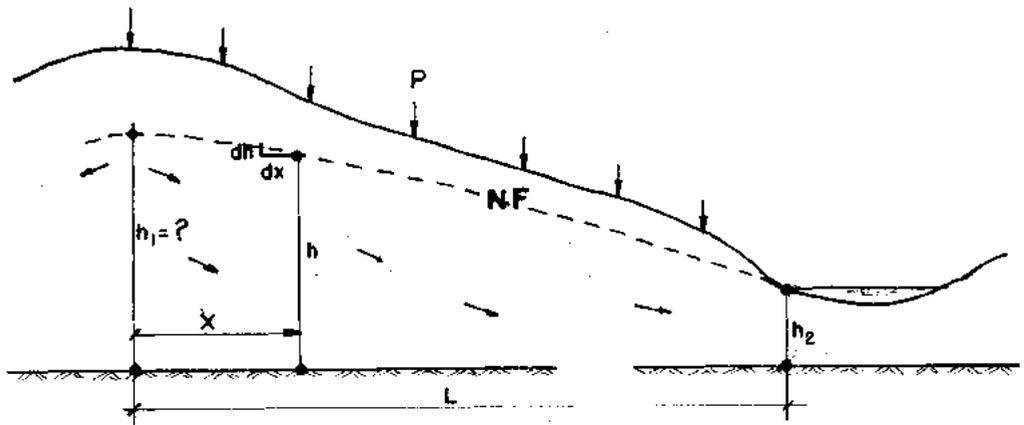


FIG. 5.8 SISTEMA DEL EJEMP 5.3

Asumiendo las hipótesis de flujo unidimensional en espesor, la velocidad v_x del agua su x de la loma es:

$$v_x = -K_p \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$Q_x = v_x \cdot A$$

uniformemente distribuída a una distancia

$$-K_p \cdot \frac{dh}{dx} \cdot h$$

correspondiendo el signo negativo al hecho de que h disminuye cuando x aumenta. De este modo, el valor del gasto en longitud perpendicular al papel, es:

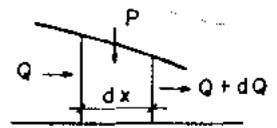
$$Q_x = -K_p \cdot h \cdot \frac{dh}{dx}$$

h disminuye cuando x aumenta, por unidad de

Apliquemos la ecuación de continuidad al elemento de longitud dx :

$$dQ = P \cdot dx$$

$$Q_x = P \cdot x$$



$$(5.7)$$

Igualando las dos expresiones de Q_x :

$$P \cdot x = -K_p \cdot h \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$-K_p \cdot h \cdot dh = P \cdot x \cdot dx$$

Integrando entre la cima de la colina y el borde de la corriente:

$$-K_p \cdot \frac{1}{2} (h^2)_{h_1}^{h_2} = P \cdot \frac{1}{2} (x^2)_0^L$$

$$K_p (h_1^2 - h_2^2) = P L^2$$

$$h_1 = \sqrt{h_2^2 + \frac{P \cdot L^2}{K_p}} \quad (5.8)$$

5.5 Flujo en Pozos de Bombeo

Se han derivado fórmulas para la descarga a través de pozos de bombeo, tanto bajo la hipótesis de flujo permanente como de flujo no permanente. El estado permanente es una condición de equilibrio, por eso no se consideran cambios con el tiempo; si bien esto en la práctica no ocurre, la situación se aproxima a lo que tiene lugar después de un tiempo prolongado de bombeo a caudal constante.

La derivación de las fórmulas se basa en las siguientes hipótesis:

1. el pozo es bombeado a caudal constante;
2. el pozo penetra totalmente el acuífero;
3. el acuífero es homogéneo; isotrópico, horizontal y de extensión horizontal teóricamente infinita.

5.5.1 Flujo Permanente

Supongamos un acuífero confinado (figura 5.9), un pozo principal de bombeo y dos pozos de observación a las distancias r_1 , r_2 , del pozo principal. El nivel piezométrico es inicialmente horizontal; cuando se bombea se produce un cono de depresión, porque para que haya flujo tiene que haber un gradiente; la disminución genérica del nivel (z) se llama abatimiento.

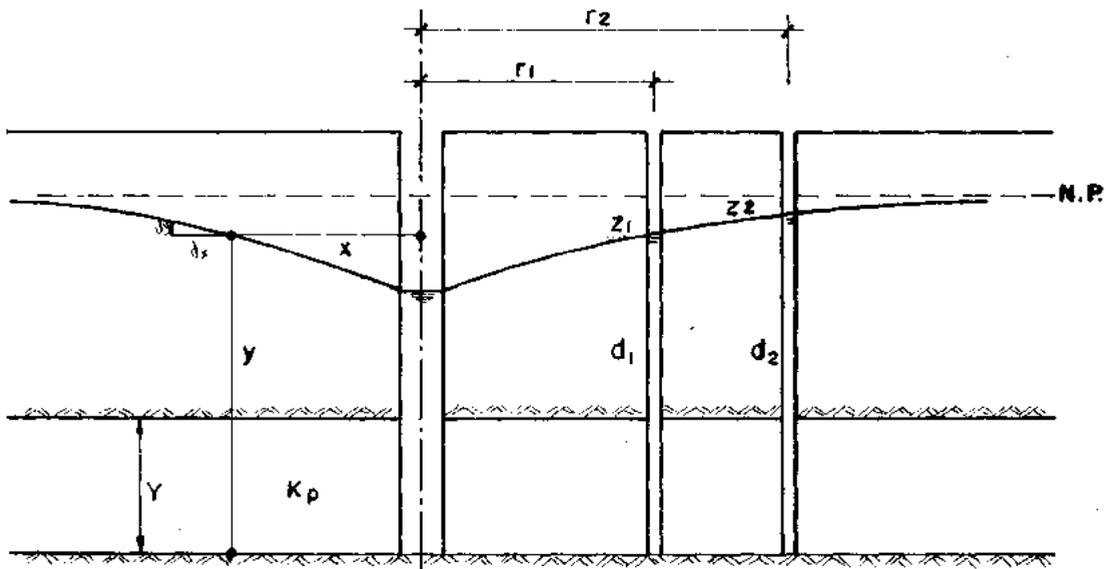


FIG. 5.9 POZO EN ACUIFERO CONFINADO

Para abatimientos pequeños rigen las hipótesis que hacen aplicable la ecuación de Darcy (5.1). El caudal hacia el pozo, a la distancia x , es:

$$Q = Av = A \cdot Kp s = 2 \pi x Y \cdot Kp \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi Kp \cdot Y \cdot dy$$

Integrando de r_1 a r_2 para x , y de d_1 a d_2 para y :

$$Q Lm \frac{r_2}{r_1} = 2 \pi Kp \cdot Y \cdot (d_2 - d_1)$$

$$Q = \frac{2 \pi Kp Y (d_2 - d_1)}{Lm \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.9)$$

Los acuíferos no confinados el procedimiento es muy similar (figura 5.10).

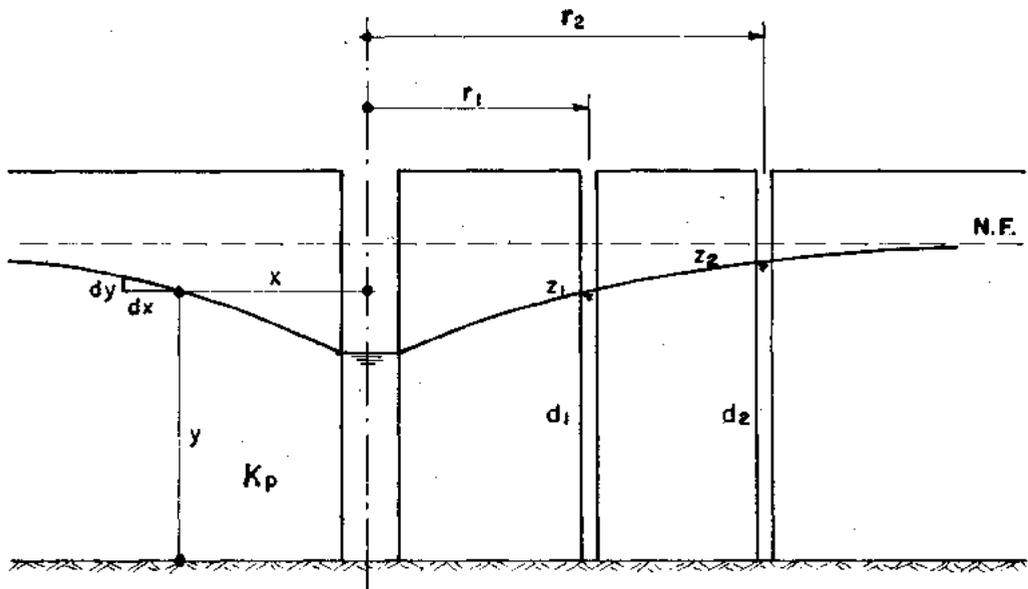


FIG. 5.10 POZO EN ACUIFERO NO CONFINADO

$$Q = Av = A \cdot Kp s = 2 \pi x y \cdot Kp \frac{dy}{dx}$$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi Kp \cdot y dy$$

$$Q L \frac{r_2}{r_1} = \pi Kp (d_2^2 - d_1^2)$$

$$Q = \frac{\pi Kp (d_2^2 - d_1^2)}{Lm \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.10)$$

Se acostumbra simplificar:

$$d_2^2 - d_1^2 = (d_2 + d_1)(d_2 - d_1) = 2 Y (d_2 - d_1)$$

$$Q = \frac{2 \pi K_p Y (d_2 - d_1)}{\ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.11)$$

En caso de que el nivel freático tenga una pendiente inicial, se aplican las mismas fórmulas teniendo cuidado de (figura 5.11):

- usar 4 pozos de observación, dos a cada lado del pozo principal, en la dirección de la pendiente;
- usar para d_1 , d_2 , los promedios respectivos.

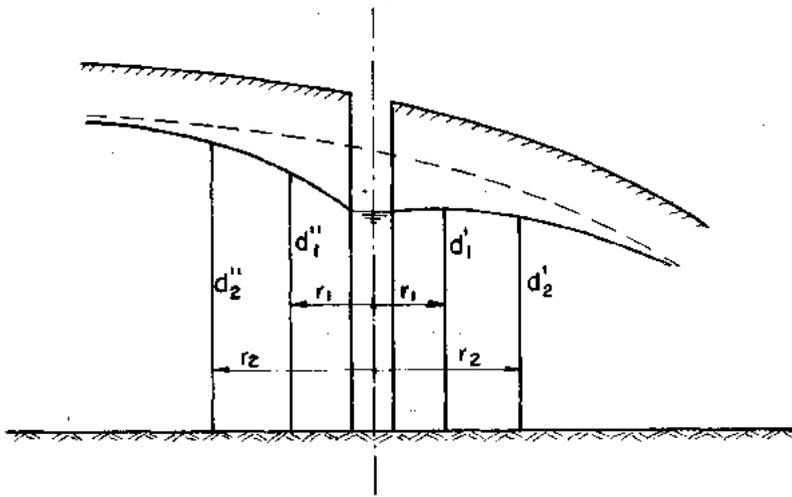


FIG. 5.11 NIVEL FREÁTICO INCLINADO

Las fórmulas 5.9, 5.10 y 5.11 permiten determinar el valor de K_p . Para ello se bombea del pozo un caudal constante y se miden los abatimientos en los pozos de observación. La principal restricción resulta del hecho de que, debido a las escasas velocidades del flujo a través del medio poroso, las condiciones de equilibrio ocurren sólo después de un tiempo relativamente largo de bombeo (varios días).

En la figura 5.10 se puede notar cómo, al inicio del bombeo, el caudal que sale del pozo proviene del almacenamiento contenido en la parte que se deseca conforme se desarrolla el cono de depresión. Los análisis basados en el flujo permanente producen valores muy altos de K_p ya que sólo una parte del caudal total proviene del flujo a través del acuífero hacia el pozo.

5.5.2 Flujo No-Permanente

Se define constante de almacenamiento del acuífero, S , al volumen de agua desplazada del acuífero por unidad de área horizontal y por unidad de caída de la superficie piezométrica.

$$S = \frac{V}{A d}$$

$$V = d S A$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial d}{\partial t} S A$$

- V ... volumen de agua desplazada por área horizontal A del acuífero
d ... altura de la superficie piezométrica sobre el borde inferior del acuífero
S ... constante de almacenamiento del acuífero
A ... área horizontal del acuífero a la cual se aplica $\frac{\partial d}{\partial t}$
t ... tiempo

El signo negativo corresponde al hecho de que d disminuye conforme aumenta t.

Para una área elemental anular, a la distancia r del pozo:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \cdot dr$$

Pero $\frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial r} \cdot dr$, correspondiendo el signo negativo porque Q crece con r decreciente.

Reemplazando:

$$\frac{\partial Q}{\partial r} \cdot dr = \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \cdot dr$$

$$\frac{\partial Q}{\partial r} = \frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r \quad (5.12)$$

Para acuíferos confinados, la ecuación de Darcy es:

$$Q = A v = 2 \pi r Y \cdot K_p \frac{\partial d}{\partial r} = 2 \pi r T \frac{\partial d}{\partial r}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial r} = 2 \pi T \left(\frac{\partial d}{\partial r} + r \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} \right) \quad (5.13)$$

Viendo las ecuaciones 5.12 y 5.13:

$$\frac{\partial d}{\partial t} S 2 \pi r = 2 \pi T \left(\frac{\partial d}{\partial r} + r \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} \right)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial d}{\partial r} + \frac{\partial^2 d}{\partial r^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial d}{\partial t} \quad (5.14)$$

que es la ecuación básica para flujo no-permanente en un pozo.

Acuíferos confinados.- Theis, en 1935, sugirió una solución para la ecuación 5.14 basada en la analogía de transmisión del calor. Su fórmula es:

$$Z_r = \frac{Q \cdot W(u)}{4\pi T} \quad (5.15)$$

Z_r ... abatimiento, en metros, de un pozo de observación a una distancia r del pozo de bombeo
 Q ... caudal, en $m^3/día$
 T ... transmisividad, en $m^3/día$ por m o $m^2/día$
 u ... dada por:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (5.16)$$

t ... tiempo, en días, desde la iniciación del bombeo
 S ... constante de almacenamiento del acuífero, s/u

$W(u)$ recibe el nombre de función del pozo de u , y es igual a:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} \quad (5.17)$$

Los valores de $W(u)$ vienen tabulados para diversos valores de u en la tabla 5.3

De la ecuación 5.16:

$$\frac{r^2}{t} = \frac{4T}{S} u \quad (5.18)$$

Primer caso: Cálculo de los abatimientos

Si T y S son datos, se puede calcular Z_r versus t , es decir los abatimientos con el transcurrir del tiempo. Para ello se calcula u con la 5.16, se halla $W(u)$ con la tabla 5.3 y se calcula Z_r con la 5.15.

TABLA 5.3 VALORES DE $W(u)$ PARA DIVERSOS VALORES DE u

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
$\times 1$	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.00114	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
$\times 10^{-1}$	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
$\times 10^{-2}$	4.04	3.35	2.96	2.68	2.48	2.30	2.15	2.03	1.92
$\times 10^{-3}$	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
$\times 10^{-4}$	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
$\times 10^{-5}$	10.95	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
$\times 10^{-6}$	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
$\times 10^{-7}$	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
$\times 10^{-8}$	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
$\times 10^{-9}$	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
$\times 10^{-10}$	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
$\times 10^{-11}$	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
$\times 10^{-12}$	27.05	26.36	25.95	25.66	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
$\times 10^{-13}$	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
$\times 10^{-14}$	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
$\times 10^{-15}$	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

Ejemplo 5.4

Se desea calcular la caída de la superficie piezométrica a las distancias 100 m y 200 m de un pozo de bombeo, para un acuífero confinado con $T = 1,000 \text{ m}^2/\text{día}$ y $S = 0.0001$. El pozo es bombeado por 10 días a un ritmo de $1000 \text{ m}^3/\text{día}$.

En la tabla 5.4 se ha dado solución al problema, a partir de un juego de valores de t y siguiendo el camino recién señalado.



TABLA 5.4 SOLUCION DEL EJEMPLO 5.4

t días	r = 100			r = 200		
	u	W(u)	Z _r	u	W(u)	Z _r
0,001	0,25	1,044	0,083	1	0,219	0,017
0,005	0,05	2,468	0,196	0,2	1,223	0,097
0,01	0,025	3,136	0,249	0,1	1,823	0,145
0,05	0,005	4,726	0,376	0,02	3,355	0,267
0,1	0,0025	5,417	0,431	0,01	4,038	0,322
0,5	0,0005	7,024	0,559	0,002	5,639	0,449
1	0,00025	7,717	0,614	0,001	6,331	0,504
5	0,00005	9,326	0,742	0,0002	7,940	0,632
10	0,000025	10,019	0,797	0,0001	8,633	0,687

Segundo caso: cálculo de T y S

Desde que u y W(u) son funciones de T y S, las ecuaciones 5.15 y 5.16 no pueden resolverse directamente. Theis sugirió el método gráfico que se describe a continuación.

Si la ecuación 5.15 se escribe como:

$$\log Z_r = \log \frac{Q}{4\pi T} + \log W(u) \quad (5.19)$$

y la 5.18 como:

$$\log \frac{r^2}{t} = \log \frac{4T}{S} + \log u \quad (5.20)$$

se puede ver que, desde que $\frac{Q}{4\pi T}$ y $\frac{4T}{S}$ son constantes en un ensayo determinado, la relación entre $\log Z_r$ y $\log \frac{r^2}{t}$ debe ser similar a la relación entre W(u) y u.

Así, si se plotea Z_r contra r²/t y W(u) contra u en papel doble logarítmico, las curvas resultantes serán de la misma forma pero horizontal y verticalmente desfasadas por las constantes $\frac{Q}{4\pi T}$ y $\frac{4T}{S}$.

Si cada curva se dibuja en una hoja separada, las curvas se pueden hacer coincidir colocando un gráfico sobre el otro y moviéndolo horizontal y verticalmente (manteniendo los ejes coordenados paralelos) hasta que las curvas coincidan. Enseguida se puede seleccionar un punto común arbitrario, y leer las coordenadas de este punto en los dos gráficos. Esto conduce a valores relacionados de Z_r, $\frac{r^2}{t}$, u y W(u), que se usan para calcular T y S con las ecuaciones 5.15 y 5.18, respectivamente.

Ejemplo 5.5

Hallar T y S en el siguiente ensayo de un acuífero confinado:

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$r_1 = 100 \text{ m}$$

$$r_2 = 200 \text{ m}$$

t (días)	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5	1	5	10
Z_{r_1} (m)	0.083	0.196	0.249	0.376	0.431	0.559	0.614	0.742	0.797
Z_{r_2} (m)	0.017	0.097	0.145	0.267	0.322	0.449	0.504	0.632	0.687

En primer lugar se confecciona la tabla 5.5

TABLA 5.5 CALCULOS DEL EJEMPLO 5.5

t (días)	r = 100 (m)		r = 200 (m)	
	Z_r (m)	r^2/t ($\text{m}^2/\text{día}$)	Z_r (m)	r^2/t ($\text{m}^2/\text{día}$)
0.001	0.083	10^7	0.017	4×10^7
0.005	0.196	2×10^6	0.097	8×10^6
0.01	0.249	10^6	0.145	4×10^6
0.05	0.376	2×10^5	0.267	8×10^5
0.1	0.431	10^5	0.322	4×10^5
0.5	0.559	2×10^4	0.449	8×10^4
1	0.614	10^4	0.504	4×10^4
5	0.742	2×10^3	0.632	8×10^3
10	0.797	10^3	0.687	4×10^3

En segundo lugar se dibujan las curvas $W(u)$ versus u (no se incluye aquí) usando la tabla 5.3 y Z_r versus r^2/t (figura 5.12).

Luego se coloca la curva Z_r , r^2/t encima de la curva $W(u)$, u y se mueve manteniendo paralelos los ejes coordenados hasta que ambas curvas coincidan (figura 5.13). Se toma un punto común arbitrario y se leen las coordenadas de este punto en ambos gráficos, obteniéndose:

$$Z_r = 0.167 \text{ m}$$

$$r^2/t = 3 \times 10^6 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$W(u) = 2.1$$

$$u = 8 \times 10^{-2}$$

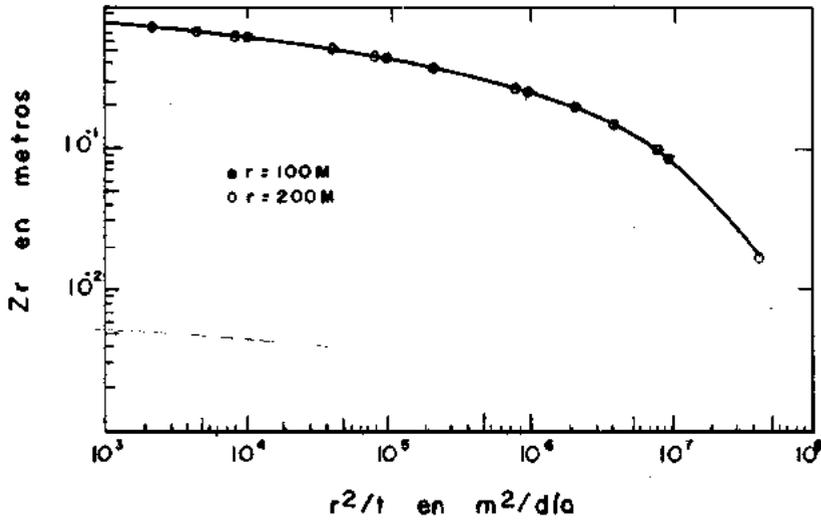


FIG. 5.12 CURVA Z_r VERSUS r^2/t DEL EJEMPLO 5.5

En la figura 5.13 sólo se muestra parte de la curva $W(u)$, u . En la práctica es mejor tenerla dibujada en su totalidad

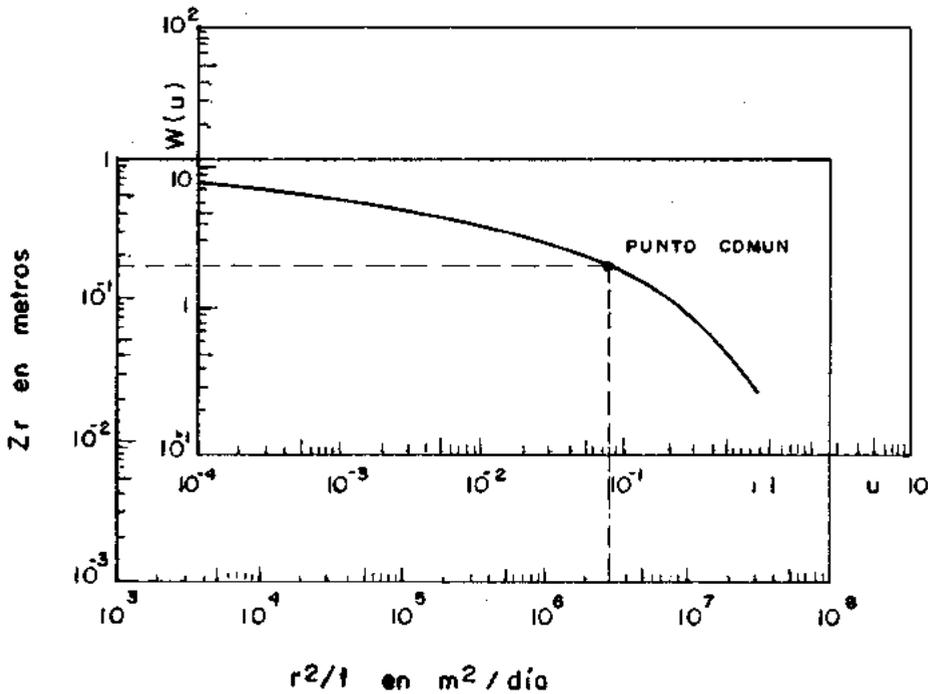


FIG. 5.13 SUPERPOSICION DE LAS DOS CURVAS, EN EL EJEMPLO 5.5

Reemplazando los valores de Z_r , $W(u)$ en la ecuación 5.15 se obtiene $T = 1,000 \text{ m}^2/\text{día}$. Reemplazando los valores de u , r^2/t , T en la ecuación 5.18 se obtiene $S = 0.0001$.

Nótese que los dos ejemplos 5.4 y 5.5 se refieren al mismo ensayo, a fin de comprobar resultados. En el ejemplo 5.4 se conocen T , S y se determinan los abatimientos. En el ejemplo 5.5 se usan esos abatimientos para encontrar T , S . En la práctica, los abatimientos se miden en el terreno, en los pozos de observación.

Acuíferos no confinados

La solución de la ecuación 5.14 para acuíferos no confinados se dificulta porque T cambia con t y r , conforme baja la superficie freática durante el bombeo. También puede suceder que sean significativas las componentes verticales del flujo, invalidando las hipótesis de flujo unidimensional y uniforme. Para abatimientos pequeños, sin embargo, la solución de Theis y su método gráfico pueden seguir utilizándose para acuíferos no confinados.

5.6 Asuntos Conexos

5.6.1 Efectos de Contorno

En el estudio del flujo en pozos se ha supuesto un cono simétrico de depresión, lo cual implica un acuífero homogéneo de extensión teóricamente infinita. No obstante que este tipo de acuífero ideal no se presenta en la práctica, la suposición es generalmente satisfecha con suficiente precisión.

Cuando varios conos de depresión se encuentran próximos entre sí pueden superponerse (figura 5.14). En el punto donde se superponen el abatimiento resultante es la suma de los abatimientos individuales. Este es el más simple de los problemas de contorno.

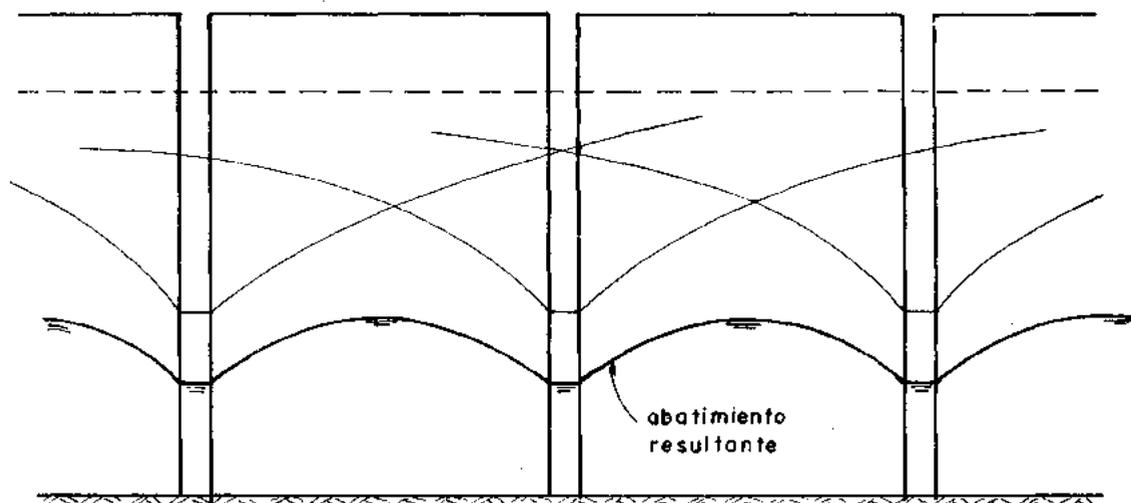


FIG. 5.14 SUPERPOSICION DE CURVAS DE ABATIMIENTO

Otros problemas típicos de contorno ocurren por la presencia, en las vecindades, de ríos, fallas geológicas y similares. Los problemas de contorno, en general, se tratan de modo conveniente con la teoría de las imágenes desarrollada por Lord Kelvin. Esta teoría no es tratada aquí porque escapa a los alcances del texto.

5.6.2 Intrusión Marina

Así como el agua dulce del subsuelo avanza hacia el mar, el agua salada del mar tiende a hacerlo en sentido contrario. De este modo tiene lugar un equilibrio natural a lo largo de la línea costera. Para determinar la forma de la interfase (figura 5.15) pueden aplicarse las condiciones de equilibrio hidrostático.

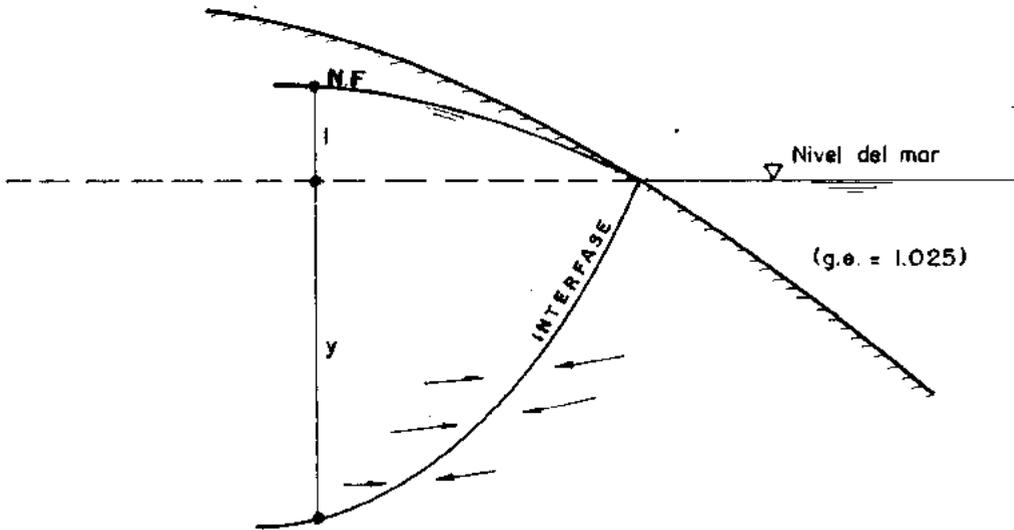


FIG. 5.15 INTRUSION DE AGUA DEL MAR

Para 1 m de agua dulce por encima del nivel del mar, la ecuación de equilibrio hidrostático se escribe:

$$\begin{aligned} \gamma_1 h_1 &= \gamma_2 h_2 \\ 1.00 (1 + y) &= 1.025 y \\ 1 + y &= 1.025 y \\ y &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

No obstante que la verdadera forma de la interfase está gobernada por el equilibrio hidrodinámico de las aguas dulce y salada, la relación 1/40 se aplica como regla general sin mayor error.

Si debido al bombeo baja el nivel freático, el equilibrio se altera y un cono invertido de agua salada sube por debajo del pozo (figura 5.16).

Este hecho limita grandemente el ritmo de bombeo de los pozos ubicados a lo largo de la línea costera. Como medida preventiva, en algunos países se usan colectores horizontales y pozos radiales que operan con abatimientos pequeños.

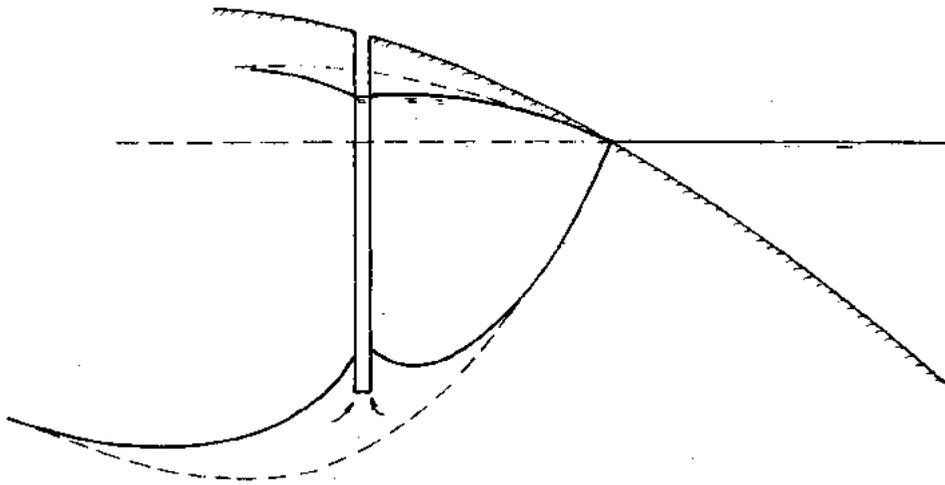


FIG. 5.16 CONO INVERTIDO

Por otro lado, la sobreexplotación del agua subterránea puede reducir el gradiente hacia el mar y permitir que el agua salada subterránea avance hacia tierra. Un problema similar se presenta en las áreas interiores, donde las aguas salinas pueden haberse formado por la disolución de las sales de las rocas adyacentes; si tal es la condición debe limitarse el bombeo a volúmenes que no permitan la intrusión del agua mineralizada.

5.6.3 Potencial de un Acuífero

El bombeo excesivo de un pozo puede conducir a un abatimiento excesivo y un aumento en el costo de bombeo. La sobreexplotación en las áreas costeras puede llevar a una contaminación del pozo por aguas salinas; igual cosa ocurre en el interior, donde las aguas salinas pueden provenir de la disolución de sales de rocas adyacentes. Otra consecuencia de una sobreexplotación, en condiciones aparentemente normales, es la disminución de la descarga del acuífero aguas abajo de los pozos de bombeo.

El concepto de producción firme o rendimiento seguro, viene siendo utilizado desde hace mucho tiempo para expresar la cantidad de agua del subsuelo que puede extraerse sin perjudicar el acuífero como fuente alimentadora aguas abajo, causar contaminación o crear problemas económicos por aumento de la altura de bombeo. Realmente el rendimiento seguro no puede definirse en términos generales y francamente útiles porque cada acuífero exige una solución particular.

Ecuación de balance

$$S_1 + (P - Q_s - E) + Q_g - R = S_2 \quad (5.21)$$

- S ... almacenamiento
- P ... precipitación en el área tributaria del acuífero
- Q_s ... escorrentía en la misma área

E ... evapotranspiración para la misma área
Q_g ... agua subterránea neta hacia el acuífero
R ... rendimiento seguro

Todos los términos pueden referirse a valores medios anuales.

5.6.4 Recarga Artificial

En condiciones favorables un acuífero funciona como un embalse subterráneo y puede ser una alternativa de menor costo en comparación con un embalse superficial. Entre sus ventajas pueden mencionarse: eliminación de las pérdidas por evaporación, protección contra la contaminación y sistema de distribución de bajo costo. Esta es la razón por la cual se trata de mejorar artificialmente el rendimiento de los acuíferos. Los métodos empleados para la recarga artificial vienen controlados por la geología del área y por consideraciones económicas. Algunos de los métodos utilizados son:

1. Almacenamiento de aguas de avenidas en embalses construidos en suelos permeables que permiten la fácil infiltración del agua.
2. Almacenamiento provisional de aguas de avenidas, para devolverlas luego a los ríos a ritmos similares a las tasas de infiltración a través de los cauces
3. Derivación del agua de los ríos hacia áreas de inundación en suelos altamente permeables.
4. Bombeo de agua dentro del acuífero por medio de pozos de recarga. A veces se emplean los mismos pozos de extracción, en épocas en que no se necesita agua en la superficie.
5. Construcción de pozos radiales junto a un río o lago, para inducir la percolación a partir de dichas fuentes.

5.6.5 Compresibilidad

Los acuíferos confinados presentan alta compresibilidad. El bombeo provoca un alivio en la presión interior y su resultado puede ser una compresión del acuífero acompañada de un hundimiento de la superficie del terreno, a veces considerable.

5.6.6 Factor Tiempo

Las aguas subterráneas se mueven a velocidades muy bajas y esto hace que el tiempo en algunos fenómenos alcance valores considerables. Para que la sobreexplotación de pozos en zonas costeras, por ejemplo, traiga consigo la intrusión salina puede pasar algún tiempo, debido a la lentitud con que avanza el agua de mar subterránea. El aumento del nivel de agua en el área de recarga de un acuífero puede tardar algunos años en transmitirse a través de la formación. Por esta razón, es indispensable asociar a los diferentes fenómenos que se presentan con el agua subterránea la importancia del factor tiempo.

5.7 Problemas

Problema 5.1

En la estación A, la elevación del nivel de agua es de 642 pies sobre el nivel del mar. En la estación B, el nivel es de 629 pies. Las estaciones están a una distancia de 1,100 pies. La permeabilidad del acuífero es de 300 unidades meinzner y la porosidad es de 14%. ¿Cuál es la velocidad real del flujo en el acuífero?.

Problema 5.2

Suponga que hay dos canales, a diferentes niveles, separados por una franja de terreno de 1,000 m de ancho, como indica la figura 5.17. La permeabilidad es de 12 m/día. Un canal está a 2 m por encima del otro y la profundidad del acuífero es de 20 m debajo del canal inferior hasta el estrato impermeable. Encontrar el caudal que entra o sale de cada canal por metro de longitud. Considerar una precipitación anual de 1.20 m y asumir una infiltración del 60%.

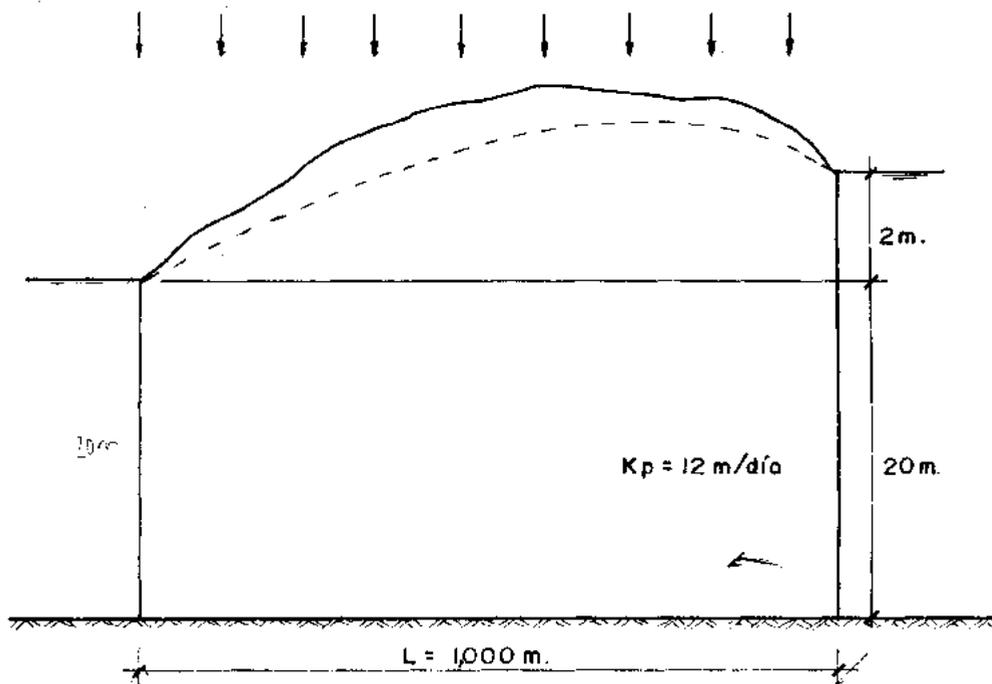


FIG. 5.17 DATOS DEL PROBLEMA 5.2

Problema 5.3

Un pozo de 12 pulgadas de diámetro penetra 80 pies por debajo de la tabla de agua estática. Después de 24 horas de bombeo a 1,100 gal/min, el nivel freático en un pozo de observación a una distancia de 320 pies desciende 1.77 pies, y en otro pozo a 110 pies de distancia desciende 3.65 pies. ¿Cuál es la transmisividad del acuífero?.

Problema 5.4

El registro de abatimiento versus tiempo para un pozo de observación a

296 pies de un pozo de bombeo (500 gal/min) se tabula abajo. Encontrar la transmisividad y la constante de almacenamiento del acuífero. Utilizar el método de Theis.

Tiempo (h)	Abatimiento (pies)	Tiempo (h)	Abatimiento (pies)
1.9	0.28	9.8	1.09
2.1	0.30	12.2	1.25
2.4	0.37	14.7	1.40
2.9	0.42	16.3	1.50
3.7	0.50	18.4	1.60
4.9	0.61	21.0	1.70
7.3	0.82	24.4	1.80

viene de la página 72

F. PERIODO DE EMPIRISMO (1,900 - 1,930)

Aunque mucho de la modernización de la hidrología se había iniciado en el siglo XIX, el desarrollo de la hidrología cuantitativa era todavía inmaduro. La ciencia de la hidrología era por mucho empírica, desde que las bases físicas para la mayoría de las determinaciones hidrológicas cuantitativas no eran bien conocidas ni habían muchos programas de investigación para obtener información cuantitativa para uso de hidrólogos e ingenieros en la solución de problemas prácticos. Durante la última parte del siglo XIX y los 30 años siguientes más o menos, el empirismo en la hidrología se hizo más evidente; por ejemplo, cientos de fórmulas empíricas fueron propuestas y la selección de sus coeficientes y parámetros tenían que depender principalmente del juicio y la experiencia.

Como las aproximaciones empíricas a la solución de problemas hidrológicos fueron pronto consideradas insatisfactorias, muchas agencias gubernamentales impulsaron sus esfuerzos en las investigaciones hidrológicas, y muchas sociedades técnicas fueron organizadas para el avance de la ciencia de la hidrología.

Las principales agencias del gobierno fundadas en los Estados Unidos durante este período que están interesadas en la hidrología como parte de sus funciones incluyen el Bureau of Reclamation, el Forest Service, el U.S. Army Engineers Waterways Experimental Station, y otras.

sigue en la página 114

6.1 La Curva de Descarga

Para llegar a conocer los recursos hidráulicos de una cuenca es necesario averiguar el caudal, diariamente, a la misma hora, y durante el mayor número posible de años. Así es como se llega a conocer el régimen de los ríos. Todos los países cuidan de organizar este servicio, estableciendo estaciones de aforo y publicando los resultados. En el Perú esta labor la realiza principalmente Senamhi.

Los términos caudal, gasto y descarga son sinónimos. Aforar significa medir caudales. El principal método para aforar corrientes naturales es el del correntómetro, el cual es descrito en el apartado siguiente.

Después de seleccionar adecuadamente la sección del río, se establece la sección de aforo y se procede a medir diariamente el caudal; también se mide el nivel. Luego de un tiempo es posible dibujar la curva de descarga del río en el lugar de la estación. Es una curva de caudales versus niveles o alturas de agua. Se usa en proyectos.

Los niveles se miden con limnímetros o limnigrafos instalados a un costado de la estación de aforo.

Dibujada la curva de descarga pueden suspenderse los aforos directos, pues bastará entonces con medir el nivel para conocer el caudal. Se recomienda revisar periódicamente la curva de descarga con mediciones directas de caudal.

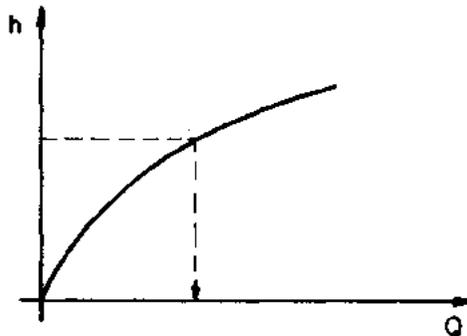


FIG. 6.1 CURVA DE DESCARGA

6.2 Medición de Caudales

De los varios métodos disponibles para aforar corrientes naturales el principal es con correntómetro. De estos aparatos hay dos tipos, de hélice y de rueda de copas. Instalar el correntómetro significa ubicar la hélice en el punto (P) donde se va a medir la velocidad del agua. Tomar lectura significa anotar el número de revoluciones (R) de la hélice en el tiempo arbitrario (t) en segundos. El fabricante proporciona para cada hélice la fórmula de calibración:

$$v = a n + b$$

v ... velocidad en el punto

n ... número de revoluciones por segundo = $\frac{R}{t}$

a,b ... constantes de calibración.

Para iniciar un aforo es necesario dividir la sección transversal (área mojada) en franjas, como indica la figura 6.2, usando verticales.

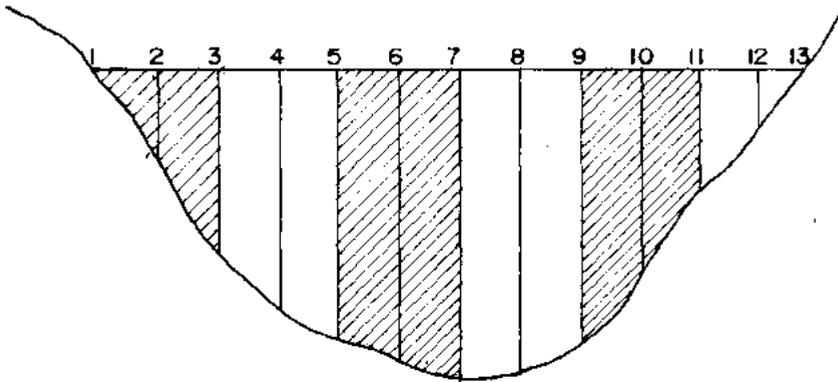


FIG. 6.2 DIVISION DE LA SECCION EN FRANJAS

El área de cada franja se asimila a un rectángulo de igual ancho y altura igual al promedio de las alturas de las 3 verticales que definen la franja.

La idea es medir el caudal en cada franja (ΔQ) y luego obtener el caudal total por sumatoria ($Q = \Sigma \Delta Q$).

El caudal en una franja es igual a la velocidad media en la franja multiplicada por el área. Se toma como velocidad media en la franja la velocidad media en la vertical. Y esta última se define en función de la velocidad puntual medida con el correntómetro, según el siguiente argumento (figura 6.3).

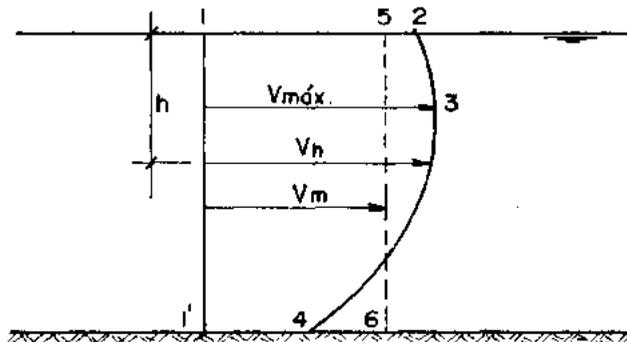


FIG. 6.3 DIAGRAMA DE VELOCIDADES

En la vertical 1-1 el diagrama de velocidades es una curva logarítmica, con velocidad máxima más o menos a un quinto del tirante a partir de la superficie. La velocidad media es tal que el área del rectángulo 1-5-6-1' es igual al área real 1-2-3-4-1'. Como reglas prácticas para obtener la velocidad media en la vertical (v_m) se usan las siguientes (figura 6.4).

$$v_m = 0.85 v_s$$

$$v_m = v_{0.6}$$

$$v_m = \frac{v_{0.2} + v_{0.8}}{2}$$

$$v_m = \frac{\sum v_i}{N}$$

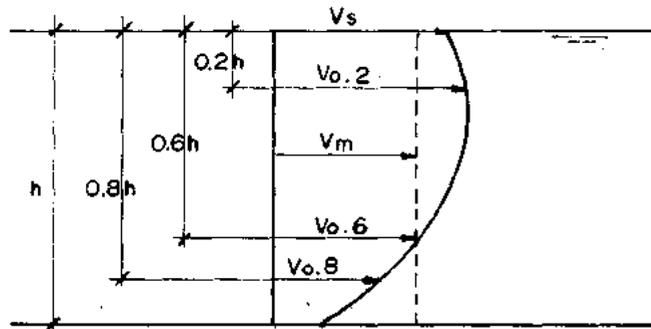


FIG. 6.4 VELOCIDADES TÍPICAS

Descripción del correntómetro (figura 6.5)

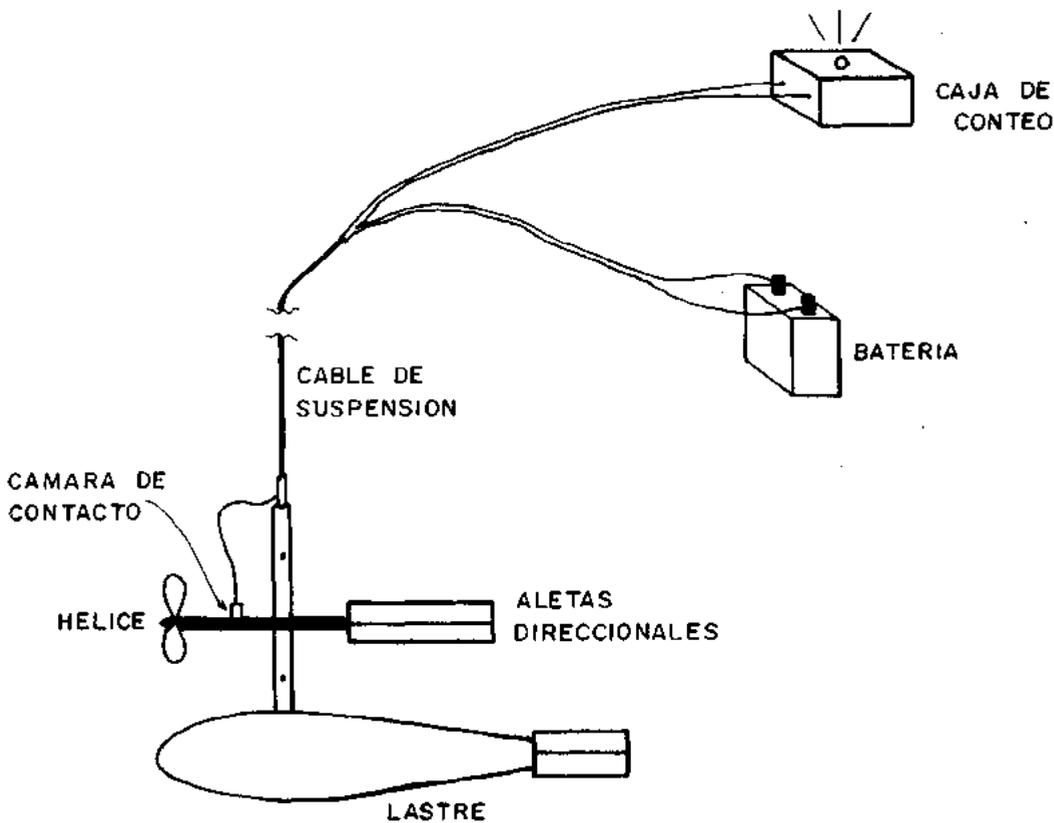


FIG. 6.5 CORRENTOMETRO

Según la magnitud de la corriente se hace trabajar el correntómetro sus-
pendido de un cable o sujeto a una barra que se hinca en el techo. La
figura 6.5 corresponde a la primera modalidad.

El cable es para mantener el aparato suspendido desde un puente o una
oroya. El lastre es para impedir que sea sacado de posición por la
fuerza de la corriente. En el eje de la hélice hay una serie de finos
engranajes para poder contar el número de revoluciones. La pequeña cá-
mara de contacto hace el cambio de 10 revoluciones a una señal luminosa
y otra auditiva. De esta manera lo único que hace el operario es con-
tar el número de señales en un tiempo arbitrario, a fin de obtener n
(número de revoluciones por segundo) en cada puesta en estación del apa-
rato.

Las corrientes moderadas son vadeables. En ese caso se usa la barra,
debiendo el operario hacerse a un lado a fin de no interrumpir la co-
rriente que va a ser registrada.

Ejemplo 6.1 (tabla 6.1)

TABLA 6.1 REGISTRO DE AFORO CON CORRENTÓMETRO

PUNTO	SONDA		CORRENTOMETRO				VELOCIDAD		SECCION			Caudal ΔQ
	Dist. al origen	Prof.	Prof. de observación		R	t	En el punto	En la vertic.	Ancho	Prof. media	Área ΔA	
			método	m								
1	0.30	0.12	orilla	agua margen derecha								
2	0.65	0.43	0.2	0.09	10	67	0.109					
			0.8	0.34	5	50	0.077	0.093	0.70	0.407	0.285	0.027
3	1.00	0.67										
4	1.40	0.80	85%	0	35	60	0.398	0.338	0.80	0.807	0.646	0.218
5	1.80	0.95										
6	2.20	1.08	0.6	0.65	20	40	0.339	0.339	0.80	1.063	0.850	0.288
7	2.60	1.16										
8	3.00	1.15		0	25	48	0.360					
				0.25	30	53	0.387					
				0.45	25	46	0.376					
				0.65	25	51	0.340	0.332	0.80	1.15	0.920	0.305
				0.85	20	47	0.294					
				1.05	20	59	0.234					
9	3.40	1.14										
10	3.80	0.93	0.6	0.56	15	42	0.251	0.251	0.80	0.817	0.654	0.164
11	4.20	0.38										
12	4.45	0.65	0.6	0.39	10	44	0.160	0.160	0.50	0.417	0.203	0.032
13	4.70	0.22	orilla	agua margen izquierda								

$$A = \Sigma \Delta A = 3.558 \text{ m}^2$$

$$Q = \Sigma \Delta Q = 1.034 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{Q}{A} = 0.29 \text{ m/seg}$$

Unidades

La unidad básica de flujo es el m^3/seg . El volumen de flujo se puede expresar en m^3 , pero como esto lleva a números demasiado grandes se acostumbra expresar en miles de m^3 (m MC) o en millones de m^3 (MMC). Los caudales pueden expresarse también en $m^3/\text{seg}/\text{km}^2$, para comparar casos de flujo en ríos con áreas tributarias diferentes, y son iguales al caudal en m^3/seg dividido entre el área de drenaje en km^2 .

El mm es la cantidad de agua necesaria para cubrir el área de drenaje con una profundidad de un milímetro; es una unidad de volumen bastante útil para comparar caudales con la precipitación que ha sido la causa.

Caudales medios

En época de caudales estables sólo es necesario determinar el caudal (m^3/seg) una vez al día, siempre a la misma hora. Ese valor es considerado el caudal medio diario. En época de variación de caudales es necesario determinar el caudal dos o tres veces al día a fin de obtener el caudal medio diario. Ahora, el promedio mensual de las descargas medias diarias proporciona la descarga media mensual y el promedio de éstas la descarga media anual.

Hidrogramas

Reciben el nombre de hidrogramas los gráficos Q-t, en general. Un hidrograma de creciente es el hidrograma que corresponde a una crecida aislada del río por efecto de una tormenta importante en la cuenca colectora (figura 6.6).

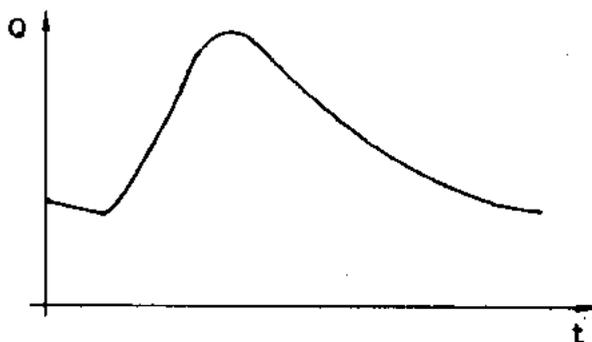


FIG. 6.6 HIDROGRAMA DE CRECIENTE

En cuanto a las unidades, éstas dependen del tamaño de la cuenca, pudiendo emplearse m^3/seg y minutos u horas para las hoyas más pequeñas, hasta miles de m^3/seg y horas o días para las hoyas más grandes.

Régimen de los ríos

El régimen de un río se refiere a la forma cómo se distribuyen los caudales medios mensuales a lo largo del año. Puede considerarse el año calendario o el año hidrológico. La figura 6.7 muestra el régimen general de los ríos del Perú de la vertiente del Pacífico. Se observa que hay una época de estiaje o de caudales mínimos, otra de caudales intermedios y una tercera de caudales máximos.

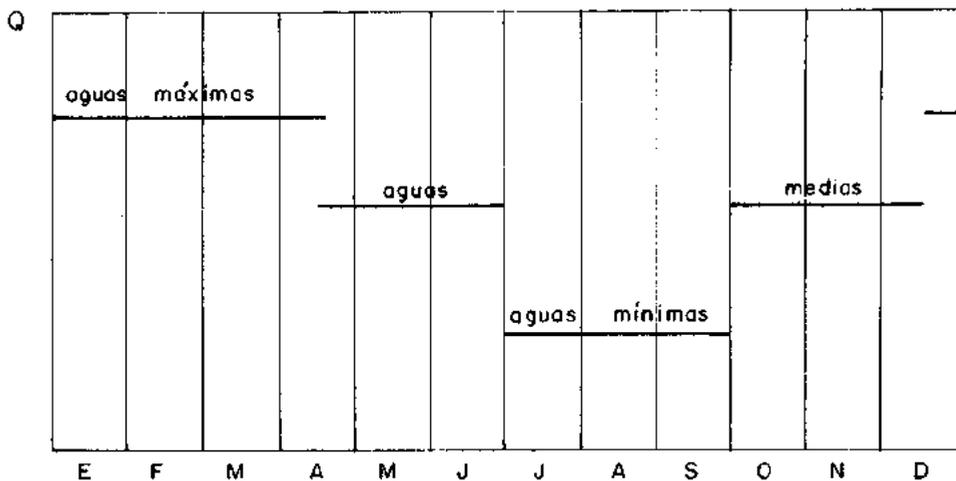


FIG. 6.7 REGIMEN DE LOS RIOS PERUANOS DEL PACIFICO

6.3 Curva de Descarga de Corrientes sin Aforar

El método para dibujar la curva de descarga de una corriente sin aforar se basa en la aplicación de la fórmula de Manning para determinar la ca pacidad de conducción del cauce.

Para aplicar el método se requieren los siguientes trabajos de campo:

- selección de la sección de interés;
- levantamiento de la sección transversal;
- determinación de la pendiente media del fondo del cauce;
- elección de un valor del coeficiente de rugosidad n , de la tabla 7.7

Cuando por razones económicas no es posible tomar medidas detalladas en el campo, la construcción de la curva puede hacerse a partir de un plano a curvas de nivel, tal como se indica a continuación mediante un ejemplo.

Ejemplo 6.2

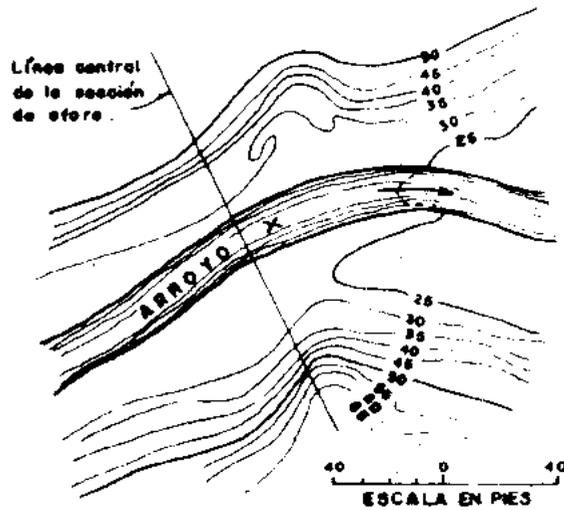
Primero se localizó en el plano la sección que va a constituir la sección de aforo, como se muestra en (A) de la figura 6.8. Luego se obtuvo la sección transversal mostrada en (B) tomando a escala las distancias entre las curvas de nivel. La pendiente media de la corriente se obtuvo de medidas tomadas a escala del plano a curvas de nivel. Se eligió un valor $n = 0.030$, basándose en diferentes descripciones y observaciones en el campo. Los cálculos se ejecutaron como se muestra en la tabla 6.2.

TABLA 6.2

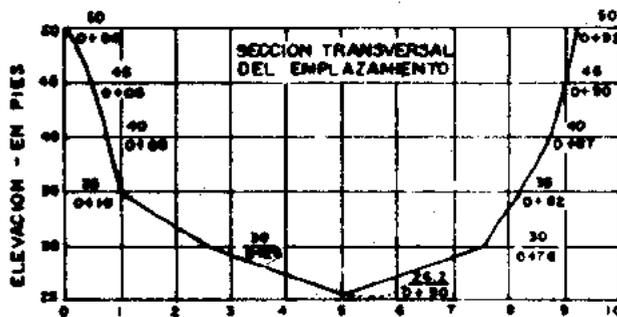
$n = 0.030$

$S = 0.00395$

Cota	ΔA	A	ΔP	P	R	Q
26.2		0		0		
30	95.0	95.0	50.58	50.58	1.88	450.5
35	305.0	400.0	24.57	75.15	5.33	3,799.6
40	377.5	777.5	12.46	87.61	8.87	10,371.6
45	410.0	1,187.5	11.66	99.27	11.96	19,333.8
50	442.5	1,630.0	12.46	111.73	14.59	30,298.5



(A)



(B)

FIG. 6.8 DATOS DEL EJEMPLO 6.2

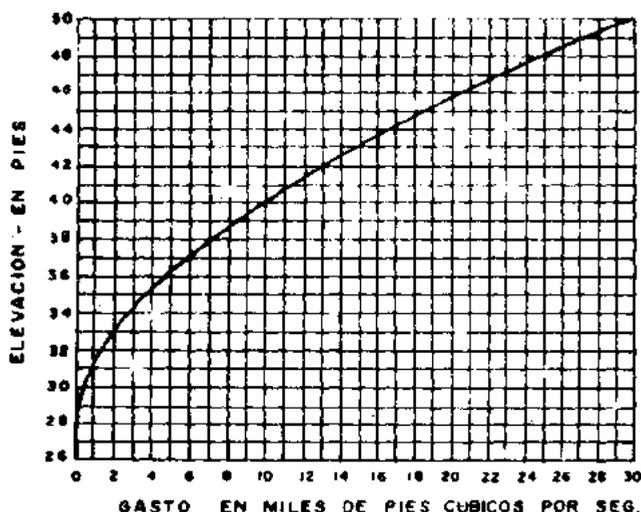


FIG. 6.9 CURVA DE DESCARGA DEL EJEMPLO 6.2

6.4 Análisis de la Información Hidrométrica

Al igual que los registros pluviométricos (apartado 2.3.2), los registros de caudales deben ser analizados en su consistencia antes de utilizarlos en cualquier estudio. Las inconsistencias pueden deberse a uno o más de los siguientes fenómenos: cambio en el método de recolección de la información, cambio en la ubicación de la sección de aforo, cambio en el almacenamiento superficial, cambio en el uso del agua en la cuenca.

Estas inconsistencias pueden detectarse mediante curvas doble másicas, en forma similar al caso de precipitaciones. En esta ocasión, para construir el patrón se convierten los caudales en magnitudes que sean comparables (gastos por unidad de área, escorrentía en mm o en porcentaje del gasto medio). Se supone que el patrón, al estar formado por varias estaciones, es confiable, es decir que no está afectado por posibles inconsistencias en alguna de las estaciones que lo forman, y por lo tanto cualquier quiebre en una curva doble másica se deberá a la estación en estudio.

Lo primero que se recomienda hacer cuando se detecta un quiebre es determinar si el quiebre es significativo o no. En la referencia 7 se consigna un método expeditivo para evaluar el nivel de significancia de un quiebre en una curva doble másica.

La curva doble másica no debe utilizarse para corregir datos de caudales. La corrección o ajuste debe hacerse analizando las posibles causas de la inconsistencia. Si el quiebre se debe a datos traducidos con una curva de descarga mal calculada, una retraducción de la información puede eliminar el quiebre. Si la inconsistencia se debe a extracciones hacia otras cuencas, aguas arriba de la sección en estudio, el agregar los caudales extraídos puede solucionar el problema. Si una inconsistencia bastante significativa se debe a cambios considerables en el uso

de la tierra, se recomienda utilizar solamente los registros que representan las condiciones actuales y extenderlos en base a correlaciones.

6.5 La Curva de Duración

La curva de duración, llamada también curva de persistencia, es una curva que indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedidos. Para dibujarla, los gastos medios diarios, semanales o mensuales, se ordenan de acuerdo a su magnitud y luego se calcula el porcentaje de tiempo durante el cual ellos fueron igualados o excedidos (figura 6.10). Así el caudal de persistencia 75% es el caudal que es igualado o excedido el 75% del tiempo, por ejemplo, 9 de los 12 meses del año.

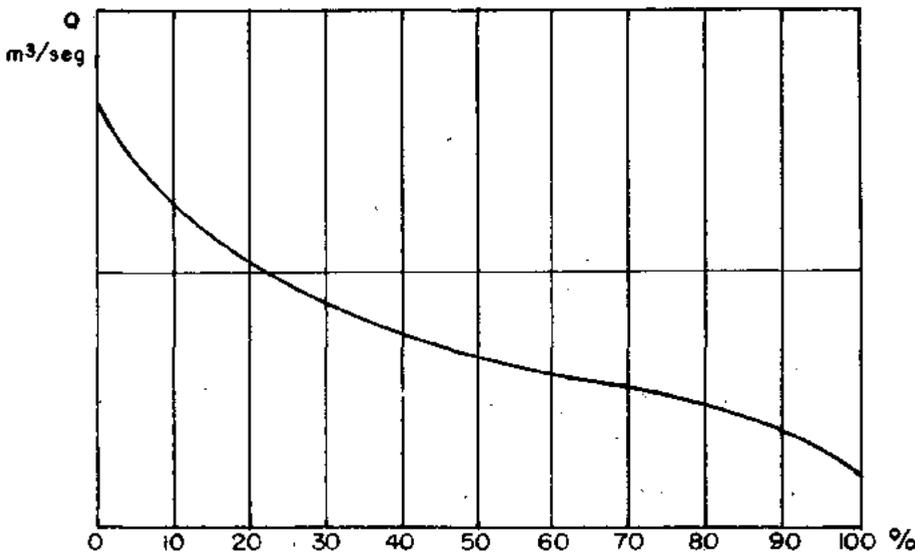


FIG. 6.10 CURVA DE DURACION

Las curvas de duración permiten estudiar las características de escurrimiento de los ríos. Su principal defecto como herramienta de diseño es que no presenta el escurrimiento en secuencia natural; no es posible decir si los caudales más bajos escurrieron en periodos consecutivos o fueron distribuidos a lo largo del registro. Las curvas de duración son más útiles para estudios preliminares y para comparaciones entre corrientes.

La figura 6.11 compara las curvas de duración de dos corrientes, P y R. El río P tiene características mucho más estables de escurrimiento; el río R no permite ninguna derivación permanente, en cambio el río P puede proporcionar como mínimo 10 m³/seg para derivación directa. Para ambas corrientes sería necesario el almacenamiento para satisfacer una demanda de por ejemplo 15 m³/seg, pero el volumen exigido por P (ABC) es mucho menor que para R (EBD). Por último, el río R produce un escurrimiento mucho más considerable que el P y con almacenamiento adecuado proporcionará un rendimiento mucho más alto. Sin embargo, las exigencias exactas de almacenamiento dependen de la secuencia efectiva del escurrimiento y no puede estimarse con precisión con las curvas de duración. Para eso se usa la curva masa, que es descrita en el apartado siguiente.

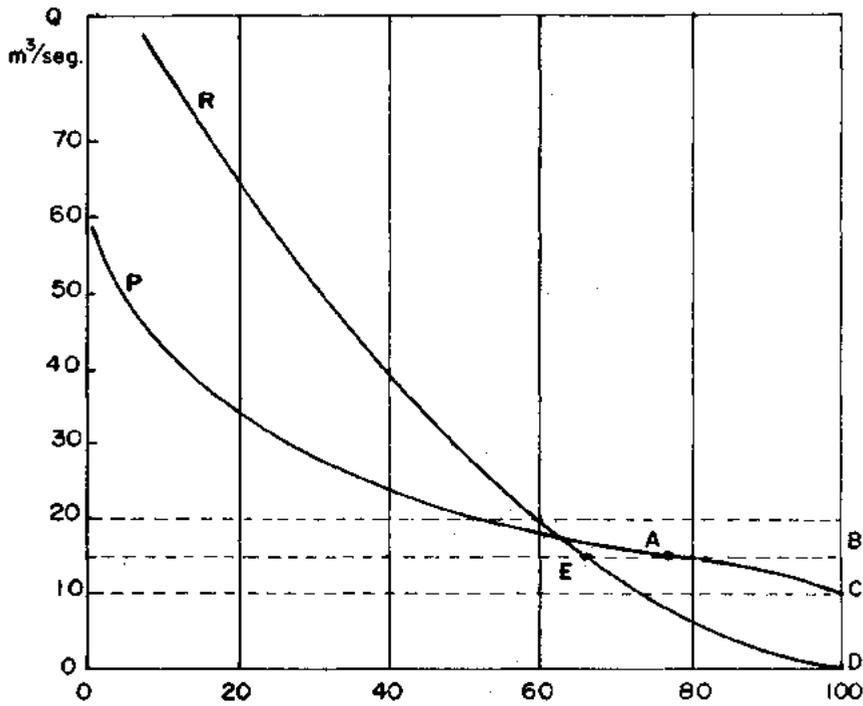


FIG. 6.11 COMPARACION DE DOS CORRIENTES

Construcción

El método de construcción de la curva de duración que se va a describir es el método del año calendario. Se ordenan los caudales medios mensuales para cada año en forma decreciente y se les asigna un número de orden. Luego se promedian los caudales para un mismo número de orden. Por último se grafica: caudales en ordenadas y número de orden o probabilidad de excedencia en abscisas.

	Nº de orden							
Año	1	2	3	...	10	11	12	
1972	4.2	3.9	3.6			0.3	0.1	
1973	13.8	13.7	13.3			0.2	0.1	
1974	4.5	4.1	3.8			0.4	0.2	
1975	12.8	10.6	9.9			0.5	0.3	
⋮								
1987								
1988								
Promedio	15.7	12.2	11.6			0.4	0.2	
%	8.3	16.7				91.7	100.0	

6.6 La Curva Masa

La curva masa, llamada también curva de volúmenes acumulados, es una curva que se utiliza en el estudio de regularización de los ríos por medio de embalses. Proporciona el volumen acumulado que ha escurrido en una estación en función del tiempo, a partir de un origen arbitrario. Es por ello una curva siempre creciente, que contiene a lo más pequeños tramos horizontales o casi horizontales correspondientes a los meses secos.

Supondremos, para los efectos de explicación, que se ha dibujado la curva masa para los tres años de mayor irregularidad dentro del tiempo de registros del río (figura 6.12). La idea es estar prevenidos en caso se presente más adelante un período crítico como éste.

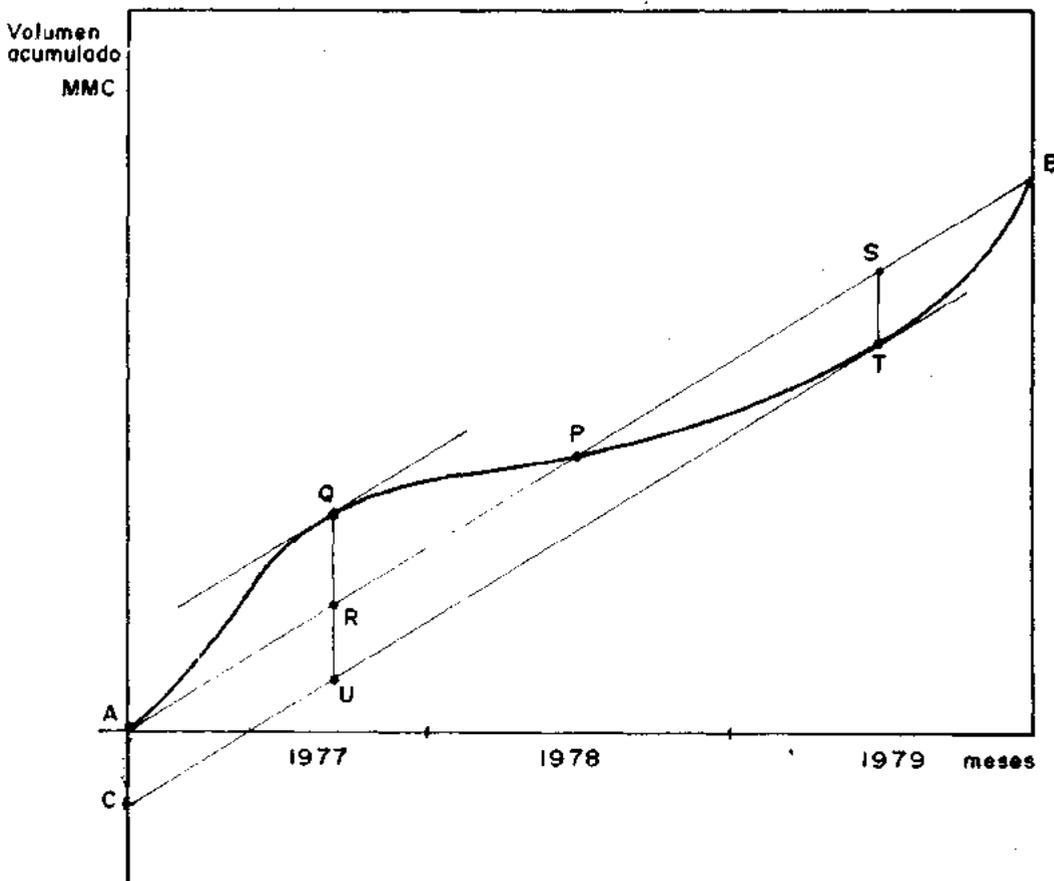


FIG. 6.12 LA CURVA MASA

Dibujada la curva se puede conocer:

- El volumen discurrido desde el inicio del período hasta una fecha dada.
- El volumen discurrido entre dos fechas.
- El caudal medio correspondiente a un intervalo $t_2 - t_1$, que viene a ser proporcional a la pendiente de la recta que une los puntos de curva de abscisas t_2, t_1 .
- El caudal en una fecha, que viene a ser proporcional a la pendiente de la recta tangente a la curva en el punto correspondiente.

e) El caudal medio correspondiente a todo el período (tangente trigonométrica de la recta AB).

Nos proponemos ahora analizar la curva masa a fin de determinar la capacidad que debe tener un embalse destinado a obtener un caudal regulado igual al caudal medio de todo el período.

Entre A y Q el caudal natural es mayor que el caudal regulado: hay un volumen disponible QR que se puede almacenar. Entre Q y P la relación se invierte, el caudal natural es ahora menor que el regulado: tiene que hacerse uso del volumen QR almacenado. Un primer resumen entonces es que entre A y P se puede atender el caudal solicitado almacenando QR con agua del propio río.

Entre P y B, un análisis similar conduce a ver que para satisfacer el caudal solicitado hay necesidad de almacenar previamente un volumen ST y que esto hay que hacerlo antes que empiece a funcionar el embalse. Trazando por T una paralela a AB tendremos entonces:

- QU ... capacidad mínima del embalse
- AC ... volumen que hay que tener almacenado antes que empiece el período
- QR ... volumen que hay que almacenar durante el período
- En Q ... colmada la capacidad del reservorio
- En T ... reservorio vacío

El estudio efectuado se refiere al aprovechamiento máximo de las aguas del río, es decir a una regulación óptima. También se puede pensar en regular el río a un caudal menor que el caudal medio del período. La determinación del volumen que debe tener el embalse se hace mediante un análisis similar, pero ya no para la recta AB sino para una recta cuya pendiente corresponda al gasto por regular. Tal cosa se ha efectuado en la figura 6.13, donde se obtiene que para regular un caudal dado por la inclinación de la recta r se necesita un embalse de capacidad EF. Las líneas de demanda se trazan tangentes a la curva masa en los puntos más altos (M, N).

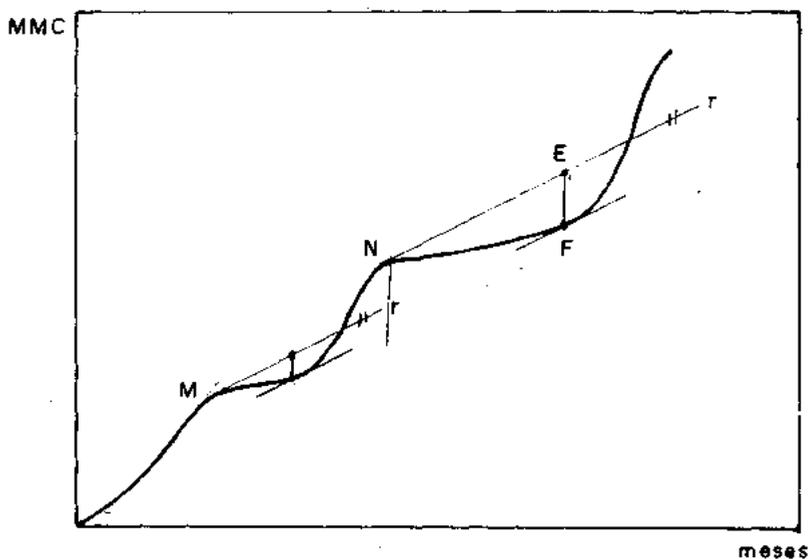


FIG. 6.13 CAPACIDAD DE EMBALSE

La curva masa también puede utilizarse para determinar el valor del caudal regulado que puede esperarse con una determinada capacidad del vaso (figura 6.14). En este caso las tangentes se trazan, siempre en los puntos altos de la curva masa (M, N) pero en una forma tal que su desviación máxima de la curva no exceda a la capacidad especificada del vaso (EF). La inclinación de la línea de demanda más plana es el caudal regulado.

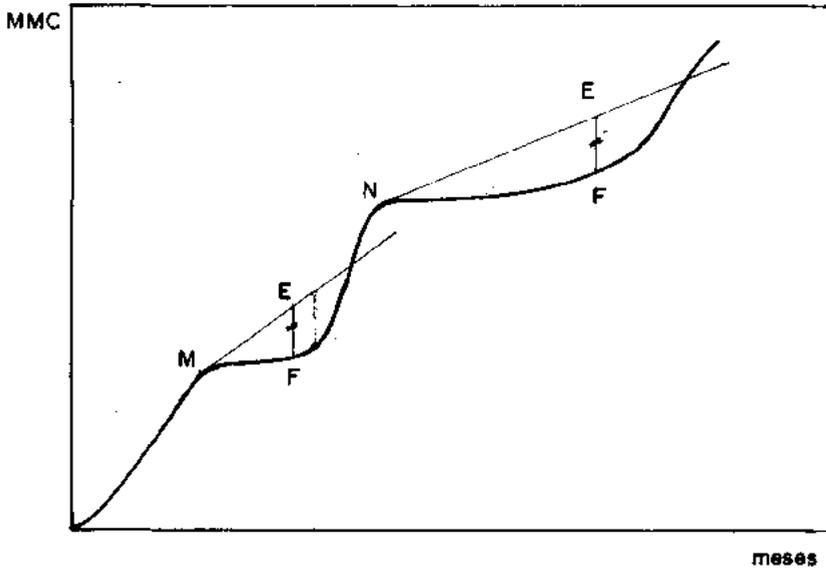


FIG. 6.14 CAUDAL REGULADO

6.7 Problemas

Problema 6.1

Calcule el caudal con la información dada en la tabla de abajo. Suponga que la calibración del medidor es de la forma $v = a + bn$, con $a = 0.1$ y $b = 2.2$ para v en pie/seg.

Distancia desde la orilla (pies)	Profundidad (pies)	Profundidad del correntómetro (pies)	Revoluciones	Tiempo (seg)
2	1	0.6	10	50
4	3.5	2.8	22	55
		0.7	35	52
6	5.2	4.2	28	53
		1.0	40	58
9	6.3	5.0	32	58
		1.3	45	60
11	4.4	3.5	28	45
		0.9	33	46
13	2.2	1.3	22	50
15	0.8	0.5	12	49
17	0			

Problema 6.2

A continuación se presentan las descargas medias diarias en metros cúbicos por segundo en una estación de medición para un período de 5 días. ¿Cuál es el caudal medio para el período en metros cúbicos por segundo? ¿Cuál es el volumen total durante el período en metros cúbicos? Si el área tributaria es de 100,000 km², ¿cuál es la lámina de escorrentía equivalente en mm?

Día	1	2	3	4	5
Caudal, m ³ /seg	700	4800	3100	2020	1310

Problema 6.3

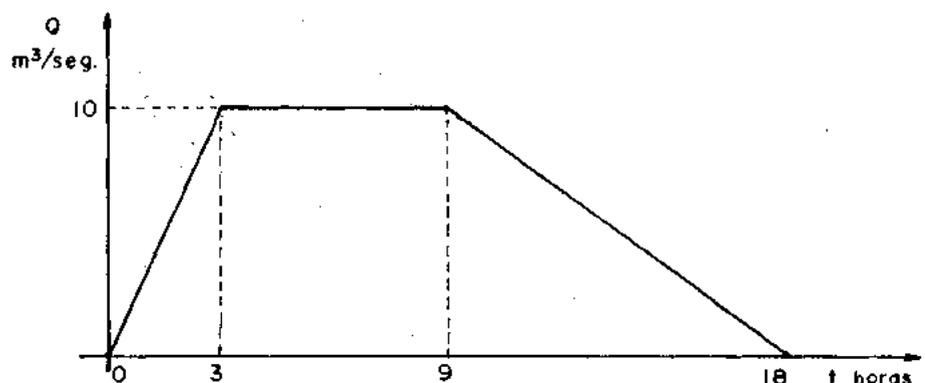
Dibujar la curva de duración para los datos de la tabla de abajo. Las cifras son caudales medios mensuales en m³/seg.

	Año 1	Año 2	Año 3
Enero	110	180	193
Febrero	102	118	109
Marzo	97	88	99
Abril	84	79	91
Mayo	70	56	82
Junio	62	52	74
Julio	45	47	68
Agosto	67	35	43
Setiembre	82	60	30
Octubre	134	75	48
Noviembre	205	98	49
Diciembre	142	127	63

Si se va a instalar una central hidroeléctrica en el sitio donde se han medido los caudales de la tabla, ¿cuál sería una primera estimación razonable del caudal de diseño y del volumen anual turbinado? ¿Cuál es el valor del caudal medio mensual con un período de retorno de 10 años?

Problema 6.4

La figura representa un hidrograma simplificado. Calcular y dibujar la curva masa.



Problema 6.5

Una corriente proporciona los siguientes volúmenes en un período de 80 días en el lugar de un posible reservorio. a) Dibujar la curva masa. b) Determinar los caudales medio, máximo y mínimo. c) ¿Qué capacidad de reservorio se necesita para asegurar un caudal regulado igual al caudal medio del período si el reservorio arranca el período estando lleno?. d) ¿Qué cantidad de agua se perdería en este caso por el aliviadero de demasías del embalse?.

Día	Volumen $\times 10^6 \text{ m}^3$	Día	Volumen $\times 10^6 \text{ m}^3$	Día	Volumen $\times 10^6 \text{ m}^3$
0	0	28	0.7	56	0.6
2	2.0	30	0.8	58	1.2
4	3.2	32	0.8	60	1.4
6	2.3	34	0.7	62	1.8
8	2.1	36	0.7	64	2.0
10	1.8	38	0.5	66	2.3
12	2.2	40	0.4	68	3.2
14	0.9	42	0.7	70	3.4
16	0.5	44	0.8	72	3.5
18	0.3	46	0.4	74	3.7
20	0.7	48	0.3	76	2.8
22	0.7	50	0.2	78	2.4
24	0.6	52	0.2	80	2.0
26	1.2	54	0.4		

viene de la página 98

G. PERIODO DE RACIONALIZACION (1,930 - 1,950)

Durante este período emergieron grandes hidrólogos que usaron el análisis racional en vez del empirismo para resolver problemas hidrológicos. En 1932, Sherman hizo un significativo avance en el pensamiento hidrológico al mostrar el uso del hidrograma unitario para trasladar el exceso de lluvia en hidrograma de escorrentía. En 1933, Horton inició la aproximación más exitosa hasta hoy día en el problema de determinar el exceso de lluvia sobre la base de la teoría de la infiltración. En 1935, Theis introdujo la teoría del no equilibrio que revolucionó el concepto de la hidráulica de pozos. En 1941, Gumbel propuso el uso de la distribución de valores extremos para el análisis de frecuencia de datos hidrológicos; él y otros muchos revitalizaron el uso de la estadística en hidrología iniciado por Hazen.

Un notable desarrollo en este período fue el establecimiento de muchos laboratorios hidráulicos e hidrológicos en todo el mundo. En los Estados Unidos, se organizaron más agencias y se reorganizaron otras o sólo se cambiaron nombres a fin de reforzar sus actividades relativas a estudios del agua.

sigue en la página 200

7.1 Introducción

En el apartado 4.1 se describió cómo el agua de un río, en general, puede estar formada de dos partes: una parte de escorrentía directa y otra parte de agua subterránea. Si bien ambas provienen de las lluvias, sólo la primera obedece a las precipitaciones recientes.

El poder inferir el caudal proveniente de una precipitación tiene múltiples aplicaciones. Por ejemplo, permite obtener los caudales en un río sin estaciones hidrométricas; o extender los registros cortos de caudales a fin de someterlos a análisis estadísticos.

Por éstas y otras razones, un problema clásico en Hidrología está constituido por la obtención de la escorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia, en un lugar específico. El primer método es a través del coeficiente de escorrentía C (apartado 4.1). El segundo método es mediante la separación en el histograma usando la curva de infiltración (apartado 4.2). El tercer método consiste en el empleo de los índices de infiltración, de los cuales el índice ϕ es el más conocido (apartado 4.6). Existen todavía otros métodos, como el que usa los datos de suelos y cubierta vegetal, el método racional y los métodos de simulación por computadora; de éstos serán descritos en los apartados que siguen los dos primeros (7.2 y 7.3). El último escapa a los alcances del texto. Se hace notar que todos los métodos reseñados son para el cálculo de la escorrentía por tormenta individual; en la práctica se requiere también el cálculo para períodos largos de tiempo (mensual o anual), lo cual es descrito en el apartado 7.4.

Características de la cuenca y sus efectos

Resulta apropiado describir ahora cómo varias propiedades de la cuenca afectan la tasa y cantidad de la escorrentía.

Pendiente.- A mayor pendiente de la cuenca mayor rapidez en el viaje de la escorrentía, de modo que los caudales pico son mayores. La infiltración tiende a ser menor. Algunas veces se conviene definir como pendiente de la cuenca la pendiente del curso principal pero medida entre dos puntos estándar, por ejemplo a 10% y 85% del punto de desagüe de la cuenca.

Orientación.- La orientación de la cuenca es importante con respecto a la meteorología del área en que ella se encuentra. Si los vientos dominantes tienen un patrón estacional definido el hidrograma de escorrentía dependerá en algún grado de la orientación de la cuenca. Aquí juega papel importante el conocimiento que tenga el hidrólogo de la región en estudio.

Forma.- El efecto de la forma puede demostrarse mejor considerando los

hidrogramas de descarga de tres cuencas de diferente forma e igual área sometidas a una lluvia de igual intensidad (figura 7.1). Si cada cuenca se divide en segmentos concéntricos, que se puede asumir tengan todos los puntos a la misma distancia del punto de salida de la cuenca, se puede ver que la forma A requerirá 10 unidades de tiempo antes que todos los puntos de la cuenca estén contribuyendo a la descarga. Similamente B requerirá 5 y C 8 1/2. Los hidrogramas de escorrentía resultantes serán similares a los mostrados en la figura 7.1, cada uno marcado con la correspondiente letra minúscula. La forma B da una corriente de ascenso más rápido que las forma C y A, y también de descenso más rápido.

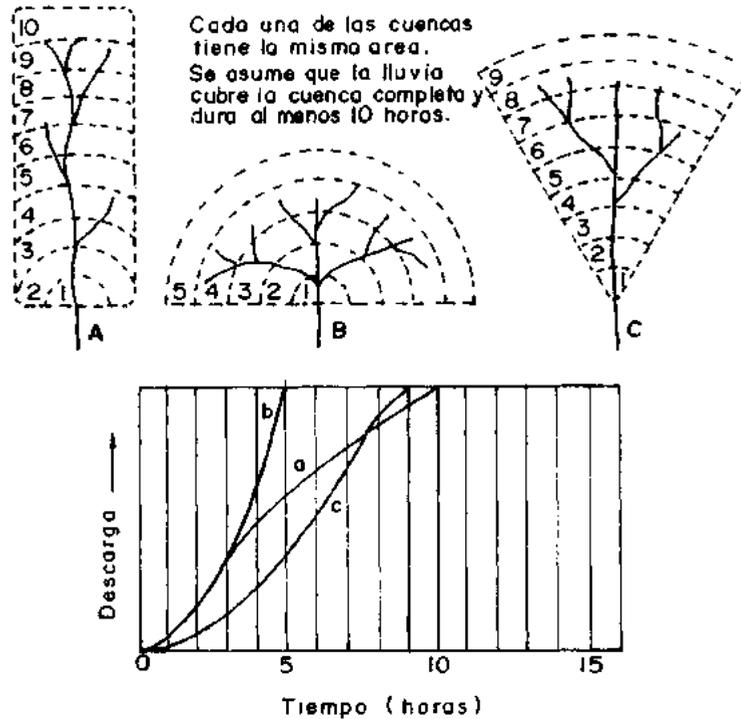


FIG. 7.1 EFECTO DE LA FORMA DE LA CUENCA

Densidad de arroyos.- El esquema de los cursos de agua en la cuenca puede tener un efecto marcado en la tasa de escorrentía. Una cuenca bien drenada tendrá comparativamente hidrogramas más empinados que una cuenca con muchas depresiones superficiales, charcas y similares. Una manera de cuantificar esta densidad de cursos de agua consiste en medir las longitudes de cursos por unidad de área. Otra manera consiste en expresarla mediante el número de uniones de cursos por unidad de área.

Lagos.- Los lagos, lagunas y reservorios actúan como almacenamientos superficiales del agua y tienen el efecto de suavizar los hidrogramas de escorrentía a la salida de las cuencas que los contienen.

Otros.- Aparte de los citados hay otros factores que afectan la tasa y cantidad de la escorrentía, como el déficit de humedad del suelo, la altitud (con su efecto sobre la temperatura y la presencia de nieve en in

vierno), el uso de la tierra (ya sea área de bosques o tierras de cultivo), la proporción del desarrollo urbano, etc.

7.2 Usando los Datos de Suelos y Cubierta

El método que se describe aquí es el desarrollado por el U.S. Conservation Service y ha sido tomado de la referencia 6, con algunos cambios para su adaptación al presente texto.

El método consiste en:

- 1º Asignar a la cuenca una de las curvas de escorrentía (un número en escala de 100 a cero), según los tipos de suelo y de cubierta vegetal.
- 2º Hallar la lámina de escorrentía directa que es de esperar ocurra en dicha cuenca, después de una lluvia intensa y prolongada P.

Grupos de suelos hidrológicos. Se utilizan cuatro grupos principales de suelos, obtenidos según el aporte de escorrentía directa después de haberse mojado e hinchado y sin la cubierta protectora de la vegetación.

Grupo A. (Con el potencial de escurrimiento mínimo). Incluye a las arenas profundas con poco limo y arcilla; también a los loes muy permeables.

Grupo B. La mayor parte de los suelos arenosos, menos profundos que los del grupo A, y loes menos profundo o menos compacto que el del grupo A, pero el grupo, en conjunto, tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

Grupo C. Comprende los suelos poco profundos y los que contienen mucha arcilla y coloides, aunque menos que el grupo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la promedio después de saturación.

Grupo D. (Con el potencial de escurrimiento mayor). El grupo incluye la mayor parte de las arcillas que más aumentan de volumen al mojarse, pero también incluye algunos de los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Clases de usos y tratamientos del suelo.— La evaluación de un uso o tratamiento se hace con respecto a sus efectos hidrológicos. La idea es que cuanto más un uso de la tierra o un tratamiento aumentan la retención total, tanto más descenderá en la escala de producción de avenidas. Los usos o tratamientos principales son:

(1) Rotación de cultivos. Las buenas rotaciones contienen alfalfa u otras legumbres que se siembran muy juntas, o pastos, para mejorar la textura de la tierra y aumentan la infiltración. Las buenas rotaciones entonces aumentan la infiltración y las malas la disminuyen.

(2) Cultivos en hileras rectas. En esta clase se incluyen los cultivos que siguen la mayor pendiente y los transversales en hileras rectas.

(3) Cultivos por líneas de nivel. Los números que se dan en la Tabla 7.1 se obtuvieron usando datos de cuencas experimentales con taludes de 3 a 8%.

(4) Terrazas. Los datos de la Tabla 7.1 corresponden a terrazas con pendiente y con los extremos abiertos.

(5) Praderas naturales o pastizales. Las praderas malas tienen exceso de pastoreo o tienen una cubierta vegetal en menos del 50% del área. Las praderas regulares tienen una cubierta vegetal entre el 50% y el 75% del área. Las praderas buenas tienen más del 75% de cubierta vegetal y están sujetas a un pastoreo ligero.

(6) Lotes de bosque. Se consideran tres tipos. Lotes de bosque malos, con pastoreo excesivo, que se queman regularmente, lo que destruye el arroyo, árboles pequeños y broza. Lotes de bosque regulares, con algo de pastoreo pero que no se queman. Lotes de bosque buenos, protegidos contra el pastoreo, de manera que el suelo está cubierto por arroyo y arbustos.

Combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación

a) En la tabla 7.1 se combinan los grupos de suelos, el uso del suelo y las clases de tratamiento, formando complejos hidrológicos suelo-vegetación. Los números muestran en una escala de cero a 100, el valor relativo de los complejos como productores de escorrentía directa (curvas de escurrimiento). Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escorrentía directa que puede esperarse de una tormenta. El sistema de numeración se indica más adelante. Esta tabla se preparó en parte usando datos de cuencias aforadas con suelo y vegetación conocidos.

b) La tabla 7.2 muestra los números obtenidos por el U.S. Forest Service en áreas de bosques y pastizales en el occidente de los Estados Unidos.

c) Determinación del número de curva de una cuenca. La tabla 7.3 muestra el proceso por el cual se obtiene un número representativo para una cuenca natural con varios complejos suelo-vegetación.

d) Condición precedente. La cantidad de agua precipitada en un período de 5 a 30 días precediendo a una tormenta importante es llamada precipitación precedente, y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial son llamadas condiciones precedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada.

Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producidas por la lluvia de los datos normalmente disponibles, las condiciones se reducen a los siguientes tres casos:

Condición I Esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en la que los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, y cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto que se presenta en este texto.

Condición II El caso promedio para avenidas anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

TABLA 7.1 NUMEROS DE LAS CURVAS DE ESCURRIMIENTO PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS SUELO-VEGETACION

(Para las cuencas en condiciones II, e $I_a = 0.2 S$)

Uso del suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	C y T	Mala	66	74	80	82
	C y T	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	C y T	Mala	61	72	79	82
	C y T	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	C y T	Mala	63	73	80	83
	C y T	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
Pradera perm. Bosques (lotes de bosque)			30	58	71	78
		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
Cascos ranchos		Buena	25	55	70	77
			59	74	82	86
Camino revest.			72	82	87	89
Pavimentos			74	84	90	92

SR = hileras rectas
 C = por líneas de nivel
 T = terrazas
 CyT = terrazas a nivel

TABLA 7.2 NUMEROS DE LAS CURVAS DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS SUELO-VEGETACION

A. BOSQUES COMERCIALES O NACIONALES

(Para condiciones II de las cuencas, e $I_a = 0.2 S$)

Clase de la condición hidrológica		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
I	La peor	56	75	86	91
II	Mala	46	68	78	84
III	Media	36	60	70	76
IV	Buena	26	52	62	69
V	Mejor	15	44	54	61

B. AREAS DE BOSQUE Y PASTIZALES EN EL OESTE DE LOS ESTADOS UNIDOS

(Para cuencas de la condición III, e $I_a = 0.2 S$)

Vegetación	Condición	Grupos de suelos			
		A	B	C	D
Herbácea	Mala	-	90	94	97
	Regular	-	84	92	95
	Buena	-	77	86	93
Artemisia	Mala	-	81	90	-
	Regular	-	66	83	-
	Buena	-	55	66	-
Roble-Tiemblo	Mala	-	80	86	-
	Regular	-	60	73	-
	Buena	-	50	60	-
Junípero	Mala	-	87	93	-
	Regular	-	73	85	-
	Buena	-	60	77	-

Condición III Que se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

Los números de la tabla 7.1 y de la tabla 7.2-A son para la condición media de la cuenca, II. Los números de la tabla 7.2-B son para la condición casi saturada, III. Los números de las curvas para una condición precedente pueden convertirse a una condición diferente usando la tabla 7.4. Por ejemplo, el cálculo dado en la tabla 7.3 da una curva número 73 en una condición II. Por interpolación se pueden obtener los números de las curvas correspondientes a la condición I y a la condición III de las columnas 2 y 3 de la tabla 7.4. Los números de las curvas para la condición I y para la condición III son 55 y 89, respectivamente.

Determinación de la escorrentía directa

Sea Q ... escorrentía directa en lámina de agua, en pulg
 P ... precipitación en lámina de agua, en pulg
 S ... diferencia potencial máxima entre P y Q, a la hora que comienza la tormenta.

Por mediciones hechas en cuencas naturales se sabe que Q se aproxima a P, mientras P aumenta en la tormenta. También que los valores (P-Q) se aproximan a una constante mientras P continúa aumentando. Las cantidades pueden agruparse en la forma:

$$\frac{P - Q}{S} = \frac{Q}{P} \quad (7.1)$$

siendo S la diferencia máxima (P - Q) que podría ocurrir para la tormenta dada en las condiciones de la cuenca. Durante una tormenta, el (P - Q) real que ocurre está limitado por el agua almacenada en el suelo o por la intensidad de la infiltración al aumentar P. El potencial máximo (P - Q) o S, por lo tanto, depende del agua almacenada en el suelo y de las intensidades de infiltración de una cuenca.

Despejando Q:

$$Q = \frac{P^2}{P + S} \quad (7.2)$$

Esta ecuación es útil cuando existe la posibilidad de escurrimiento siempre que llueva. Para la condición en que Q = 0 a un valor de P mayor de cero, es necesario el uso de un número abstracto I_a . La ecuación (7.1) se transforma en:

$$\frac{(P - I_a) - Q}{S} = \frac{Q}{P - I_a}$$

y despejando Q:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (7.3)$$

I_a es igual a la precipitación que ocurre antes de que comience el escurrimiento. Físicamente, I_a consta de intercepción, almacenamiento e infiltración.

TABLA 7.3 MODELO DE CALCULO.

DETERMINACION DE LOS NUMEROS REPRESENTATIVOS DE LOS COMPLEJOS SUELOS-VEGETACION

Complejo	Número de la curva	Porcentaje de área	Producto del número por el porcentaje
Cultivo en hilera, hilera recta, buena rotación	78	56.2	4,384
Legumbres, en líneas de nivel, buena rotación	69	37.5	2,588
Pradera, permanente	58	6.3	,365
TOTAL		100.0	7,337

$$\text{Número representativo} = \frac{7,337}{100} = 73.37 \rightarrow 73$$

TABLA 7.4 CONVERSIONES Y CONSTANTES

Para el caso $I_a = 0.2 S$

1	2	3	4	5
Número de la curva para la condición II.	Números correspondientes de la curva para:		Valores S *	La curva comienza donde P = *
	Condición I	Condición III		
100	100	100	0	0
95	87	99	0.526	0.10
90	78	98	1.11	0.22
85	70	97	1.76	0.35
80	63	94	2.50	0.50
75	57	91	3.33	0.67
70	51	87	4.29	0.86
65	45	83	5.38	1.08
60	40	79	6.67	1.33
55	35	75	8.18	1.64
50	31	70	10.00	2.00
45	27	65	12.2	2.44
40	23	60	15.0	3.00
35	19	55	18.6	3.72
30	15	50	23.3	4.66
25	12	45	30.0	6.00
20	9	39	40.0	8.00
15	7	33	56.7	11.34
10	4	26	90.0	18.00
5	2	17	190.0	38.00
0	0	0	infinito	infinito

* Para el numero de la curva en la columna 1.

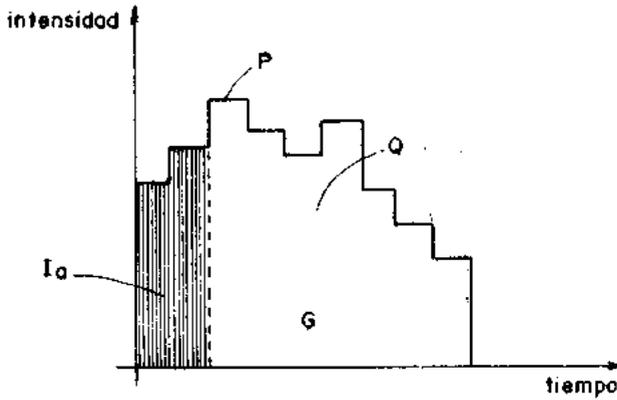


FIG. 7.2
SIGNIFICADO DE I_a

Según datos de cuencas medidas:

$$I_a = 0.2 S \quad (7.4)$$

de modo que, reemplazando:

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad (7.5)$$

Las curvas representativas de complejos hidrológicos suelo-vegetación se numeran, por comodidad, de 100 a cero. Los números se relacionan a S como sigue:

$$\text{número de la curva (N)} = \frac{1000}{10 + S} \quad (7.6)$$

Despejando S:

$$S = \frac{1000 - 10 N}{N} \quad (7.7)$$

Recordemos que el problema consiste en averiguar la escorrentía directa Q, en una cuenca a la que corresponde el número N, debido a una precipitación intensa y prolongada P. De manera que la solución se logra hallando S con la ecuación (7.7) y usando este valor en la ecuación (7.5).

Ejemplo 7.1

Averiguar la lámina de escorrentía directa que es de esperar ocurra en una cuenca natural con número de curva representativa 60, como consecuencia de una tormenta de 20 pulg.

Con (7.7)
$$S = \frac{1000 - 10 (60)}{60} = 6.67 \text{ pulg}$$

Con (7.5)
$$Q = \frac{(20 - 0.2 \times 6.67)^2}{20 + 0.8 \times 6.67} = 13.75 \text{ pulg}$$

7.3 La Fórmula Racional

El método de la fórmula racional permite hacer estimaciones de los cau-

dales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación. La deducción de la fórmula puede verse en la referencia 5; aquí sólo se describirá su manejo. Básicamente, se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, y al área de la cuenca. El tiempo de concentración representa el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo. La fórmula es:

$$Q = C i A \quad (7.8)$$

- Q ... caudal máximo de escorrentía
 C ... coeficiente de escorrentía (tablas 4.1 y 4.2)
 i ... intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, y para la frecuencia deseada en el diseño.
 A ... área de la cuenca.

Si i está en m/seg y A en m^2 , Q resulta en m^3 /seg. Si i está en mm/h y A en Ha, entonces Q en m^3 /seg viene dado por:

$$Q = \frac{C i A}{360} \quad (7.9)$$

En la concepción de la fórmula racional se aceptan dos hipótesis importantes: que la precipitación ocurre con una intensidad uniforme durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración y que la intensidad de la precipitación es uniforme sobre toda el área de la cuenca. Estas premisas no son exactamente válidas, por lo que el uso del método racional se debe limitar a áreas pequeñas. El área límite de aplicación depende mucho de la pendiente, de la naturaleza de la superficie, de la forma de la cuenca y de la precisión exigida. La fórmula debe usarse con cautela para áreas mayores de 50 Ha y probablemente nunca para áreas mayores de 500 Ha.

El valor de C varía según las características físicas y topográficas de la cuenca y según el tipo de cubierta vegetal.

La frecuencia de i se escoge teniendo en cuenta la finalidad de la estructura que se va a proyectar y los riesgos que implicaría una posible falla de dicha estructura. Se usan las curvas intensidad-duración-frecuencia del apartado 2.7 (figura 2.11).

La fórmula racional se usa para diseñar drenes de tormenta, alcantarillas y otras estructuras evacuadoras de aguas de escorrentía de pequeñas áreas.

Determinación del tiempo de concentración

Existen varias formas de hallar el tiempo de concentración, T_c , de una cuenca.

A) Usando las características hidráulicas de la cuenca.

- 1º Dividir la corriente en tramos, según sus características hidráulicas;

- 2º Obtener la capacidad máxima de descarga de cada tramo, utilizando el método de la sección y pendiente (apartado 7.5);
 - 3º Calcular la velocidad media correspondiente a la descarga máxima, de cada tramo;
 - 4º Usar la velocidad media y la longitud del tramo para calcular el tiempo de recorrido de cada tramo;
 - 5º Sumar los tiempos de recorrido para obtener T_C .
- 8) Estimando velocidades
- 1º Calcular la pendiente media del curso principal, dividiendo el desnivel total entre la longitud total;
 - 2º De la tabla 7.5 escoger un valor de la velocidad media;
 - 3º Usando la velocidad media y la longitud total encontrar T_C .

TABLA 7.5

Proyecto Racional de las Alcantarillas
y Puentes
Highway Department - Texas

Pendiente en porcentaje	Velocidad media en pies por segundo		
	Bosques (en la porción superior de la cuenca)	Pastizales (en la porción superior de la cuenca)	Cauce natural no muy bien definido
0 - 3	1.0	1.5	1.0
4 - 7	2.0	3.0	3.0
8 - 11	3.0	4.0	5.0
12 - 15	3.5	4.5	8.0

C) Usando fórmulas empíricas.

Una de las más conocidas es la utilizada en EE.UU. para el diseño de alcantarillas:

$$T_C = \left(0.871 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (7.10)$$

T_C ... tiempo de concentración, en horas

L ... longitud del curso de agua más largo, en km

H ... desnivel máximo del curso de agua más largo, en m.

7.4 Correlaciones Precipitación-Escurrentía

La correlación lluvia-escurrentía más simple es la representación gráfica de dos variables: lluvias promedio contra escurrimientos resultantes (figura 7.3). La relación típica es una curva ligera que indica un incremento en el porcentaje de escurrimiento con las mayores lluvias. Estas relaciones simples no toman en cuenta las condiciones iniciales que afectan el escurrimiento y, generalmente, hay una dispersión considerable de los puntos con respecto a la curva media.

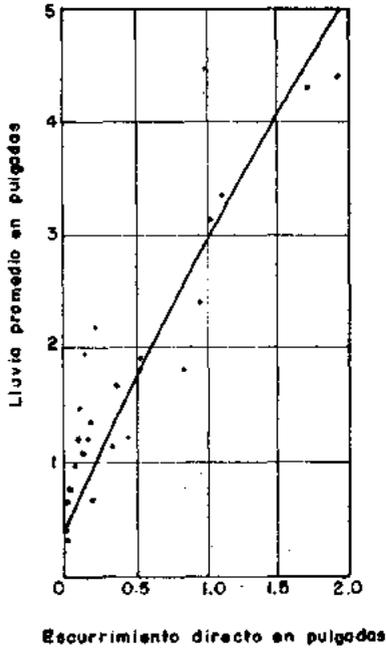


FIG. 7.3 RELACION SIMPLE

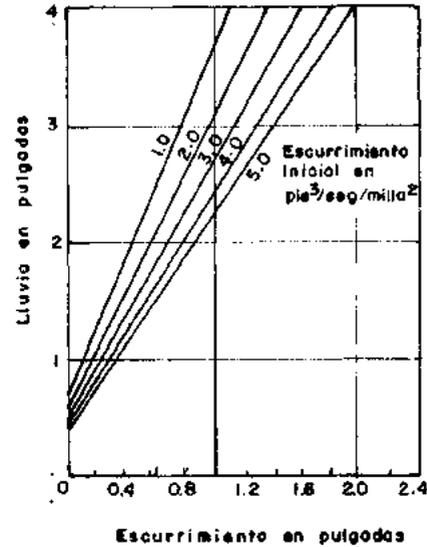


FIG. 7.4 RELACION DE 3 VARIABLES

Puede introducirse una tercera variable para dar una explicación a las desviaciones que hay en la relación simple. En regiones húmedas, el escurrimiento inicial en la corriente refleja condiciones antecedentes con bastante claridad y puede servir como un parámetro efectivo (figura 7.4).

Otro tipo de correlación lluvia-escurrentía tiene la forma:

$$M(D) = \alpha M(A)^\beta$$

$M(D)$... escurrentía media anual, en mm

$M(A)$... precipitación media anual, en mm

α, β ... coeficientes propios de cada cuenca.

Este es el tipo de correlación aplicado en el Estudio de la Hidrología del Perú (capítulo 11).

Otro tipo de correlación, aplicable en regiones húmedas, es el que se explica en el ejemplo 7.2 y que tiene la forma:

$$D_n = a A_{n-1} + b A_n$$

- D_n ... escorrentía media en el período n
- A_n ... precipitación media en el período n
- A_{n-1} ... precipitación media en el período n-1
- a, b ... coeficientes propios de la cuenca tales que $a+b = 1$

Ejemplo 7.2

Los datos de la tabla 7.6 se refieren a precipitaciones medias anuales, en mm, y caudales medios anuales, en m^3/seg , para una cuenca de superficie $458 km^2$. Usando el modelo matemático de correlación:

$$D_n = a A_{n-1} + b A_n$$

$$a + b = 1$$

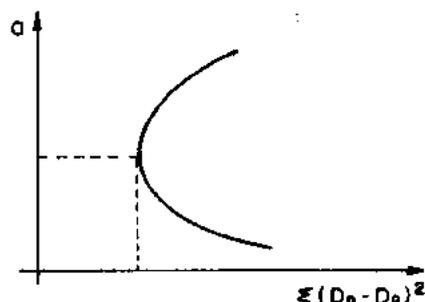
determinar los caudales correspondientes a los años sin datos de caudal.

TABLA 7.6 VALORES DEL EJEMPLO 7.2

Año	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974
A mm	808	845	1010	885	937	869	912	865
Q m^3/seg	-	-	-	-	-	-	8.1	6.1
D_Q mm	-	-	-	-	-	-	558	420
Año	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
A mm	917	930	879	873	890	885	853	925
Q m^3/seg	8.0	8.7	7.8	5.9	7.9	7.8	5.9	9.1
D_Q mm	551	599	537	406	544	537	406	627

Metodología.-

- 1º Con $a=1, b=0$ y usando el modelo, hallar para cada año del período 1973-1982 el valor del escurrimiento D , mm.
- 2º Repetir varias veces, disminuyendo a y aumentando b cada vez en 0.1
- 3º El valor correcto de a es aquel que hace mínima la suma de las desviaciones cuadráticas de D_n y D_Q :



Con los valores correctos de a y b se tiene definido el modelo.

- 4º Plotear los puntos D_n , D_Q para el período 1973-1982 y trazar gráficamente la recta de mejor ajuste.
- 5º Con el modelo averiguar los valores D_n para el período 1968-1972 y con estos valores los correspondientes D_Q empleando la recta de mejor ajuste.
- 6º Empleando el área de la cuenca se pasan las láminas de escorrentía D_n a caudales Q .

7.5 Gasto Máximo de una Corriente

El gasto potencial máximo de una corriente no aforada puede determinarse mediante el método de la sección y la pendiente que se describe a continuación.

Para aplicar el método hay necesidad de los siguientes trabajos de campo:

- selección de un tramo recto del río;
- levantamiento de secciones transversales en cada extremo del tramo elegido;
- determinación de la pendiente de la superficie del agua con las marcas que dejan las aguas máximas;
- elección de un valor del coeficiente de rugosidad n .

El procedimiento para medir Q es de tanteos:

Fórmula de Manning

$$Q = A \cdot \frac{1.486 S^{1/2} R^{2/3}}{n} = \frac{1.486 A R^{2/3}}{n} S^{1/2} = K S^{1/2}$$

- 1º Para cada sección se determina el valor de K .
- 2º Para cada sección se calcula un gasto aproximado multiplicando el valor de K por la raíz cuadrada de la pendiente de la superficie del agua.

Debido a que las secciones transversales son diferentes las velocidades y cargas de velocidad son también diferentes, de modo que la línea de energía obtenida no es paralela a la superficie del agua. Por eso,
- 3º Se supone otro gasto, usando un valor medio para K , hasta que los valores de la línea de energía, carga de velocidad y otras pérdidas sean congruentes.

Ejemplo 7.3 (en unidades inglesas, tomado de la referencia 6).

Determinar el gasto de una crecida.

Datos:

- a) Perfil aproximado del fondo y perfil observado de la superficie de las aguas máximas; secciones transversales en los extremos (F, aguas arriba y E, aguas abajo). Figura 7.5
- b) n para ambas secciones es igual a 0.030 (tabla 7.7)

c) $G = \text{caída de la superficie del agua} = 5.69' - 5.47' = 0.22'$

d) $L = \text{longitud del tramo} = 49'$

e) $S_w = \text{pendiente de la superficie del agua} = \frac{G}{L} = 0.00449$

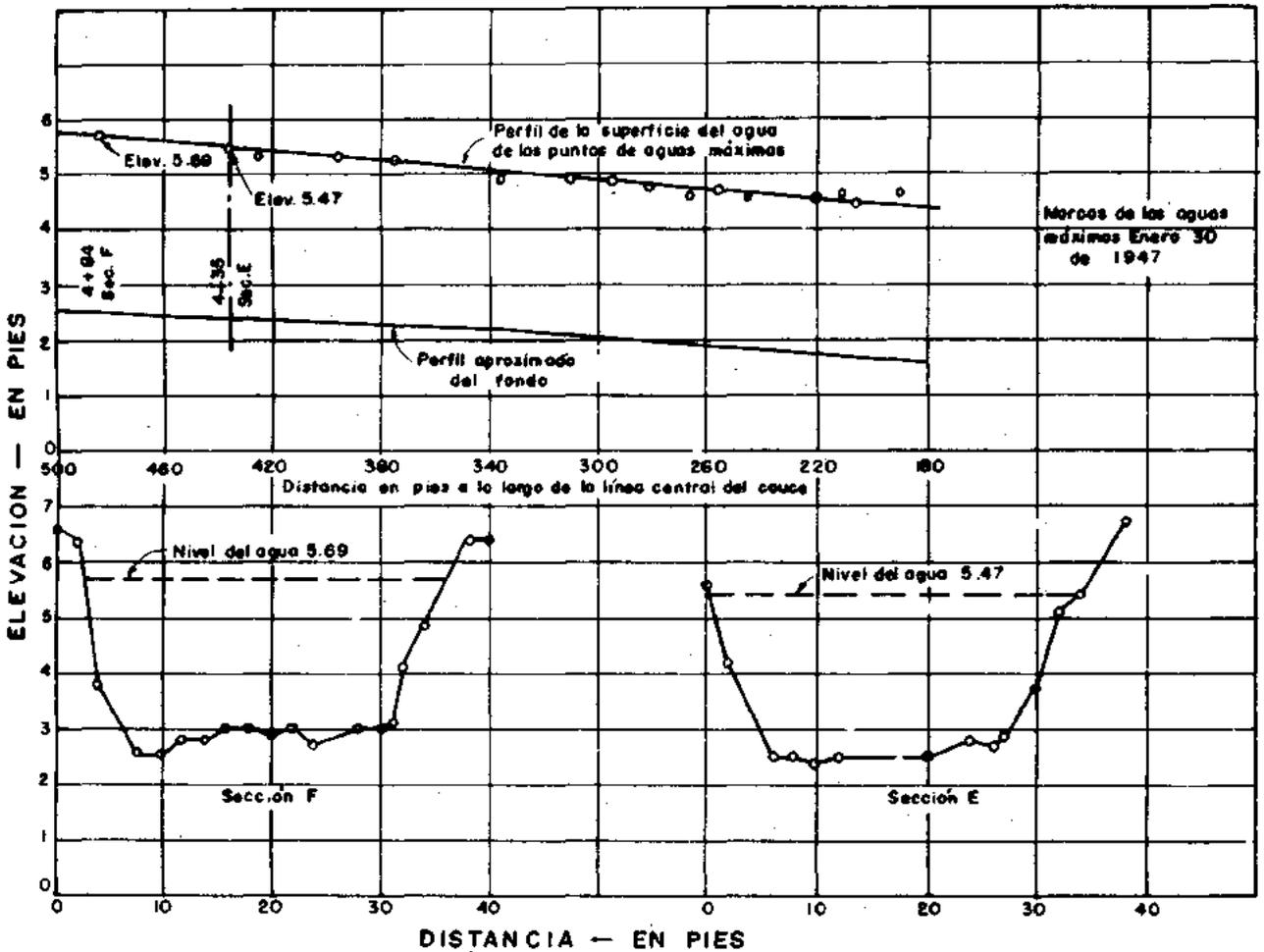


FIG. 7.5 DATOS DEL EJEMPLO 7.3

Cálculos del primer tanteo:

Sección	A	P	R	n	K	S_w	Q
E aguas abajo	80.4	35.0	2.30	0.030	6939	0.00449	465
F aguas arriba	81.9	35.2	2.33	0.030	7130	0.00449	478

Se hace notar que el área de la sección E es menor que el área de la sección F, por lo que se produce un aumento de la carga de velocidad de F a E. Cuando la carga de velocidad en la sección de aguas abajo es mayor que en la sección de aguas arriba, como en este caso, la pendiente media de la línea de energía (S_f) será menor que la pendiente de la superficie del agua. El gasto verdadero, por lo tanto, debe ser menor que el calculado en el primer tanteo.

En la figura 7.6:

$$G + hv_1 = hv_2 + h_f$$

$$h_f = G + (hv_1 - hv_2)$$

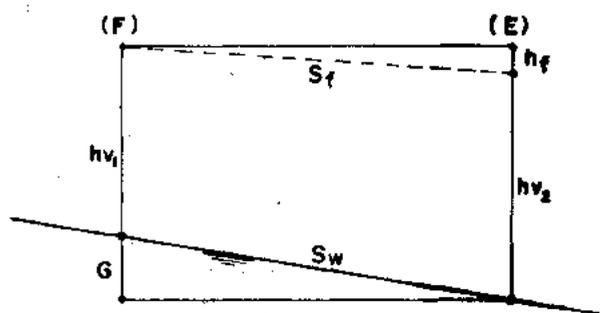


FIG. 7.6

En el caso que se está presentando no se incluyen más pérdidas de carga que la debida al rozamiento. En cambio, si el área mojada de E es mayor que el área mojada de F es porque el cauce se amplía y habría que incluir la pérdida por ampliación. Si se supone que por ampliación se pierde la mitad del cambio de carga de velocidad (figura 7.7):

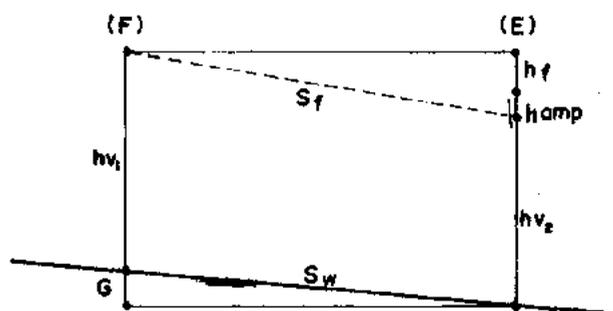


FIG. 7.7

$$G + hv_1 = hv_2 + h_{amp} + h_f$$

$$G + hv_1 = hv_2 + 0.5 (hv_1 - hv_2) + h_f$$

$$h_f = G + 0.5 (hv_1 - hv_2)$$

Para proseguir con el ejemplo, se van suponiendo diferentes gastos en diferentes tanteos hasta que los gastos supuesto y calculado sean iguales. Esto se ilustra en la tabla adjunta. Se usa el valor medio de K del primer tanteo (7035).

Sección	V	hv	(hv ₁ - hv ₂)	h _f	S _f	Q
Suponer Q = 460 pcs						
E	5.72	0.51				
F	5.62	0.49	-0.02	0.20	0.00408	449
Suponer Q = 450 pcs						
E	5.60	0.49				
F	5.49	0.47	-0.02	0.20	0.00408	449

TABLA 7.7 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD (n) PARA CAUCES NATURALES

Valor de n	Condición del cauce
0.016-0.017	Canales naturales de tierra muy parejos, libres de vegetación, alineamiento recto.
0.020	Canales naturales de tierra parejos, libres de vegetación, con poca curvatura.
0.0225	Medianos, bien contruidos, canales de tierra de tamaño moderado en buenas condiciones.
0.025	Canales de tierra pequeños en buenas condiciones, o canales grandes con algo de vegetación en los taludes o piedras aisladas en la plantilla.
0.030	Canales de tierra con mucha vegetación. Canales naturales con buen alineamiento, sección bastante constante. Canales grandes para avenidas, bien conservados.
0.035	Canales de tierra cubiertos en su mayor parte con vegetación pequeña. Canales desmontados para avenidas, pero sin conservación continua.
0.040-0.050	Corrientes en las montañas con cantos sueltos limpios. Ríos de sección variable con algo de vegetación en los taludes. Canales de tierra con mucha vegetación acuática.
0.060-0.075	Ríos con alineamiento relativamente recto, con su sección transversal muy obstruida con pequeños árboles, con poco monte bajo o vegetación acuática.
0.100	Ríos con alineamiento y sección transversal irregulares, moderadamente obstruidos por árboles pequeños y monte bajo. Ríos con alineamiento y sección transversal bastante regulares, muy obstruidos por árboles pequeños y monte bajo.
0.125	Ríos con alineamiento y sección transversal irregulares, cubiertos con vegetación de bosques vírgenes y lunares ocasionales de chaparrales densos y árboles pequeños, algunos tocones y árboles muertos caídos.
0.150-0.200	Ríos con alineamiento y sección transversal muy irregulares, muchas raíces, árboles, matorrales, troncos grandes y otros arrastres en el fondo, árboles cayendo continuamente en el cauce por la socavación en las márgenes.

7.6 Problemas

Problema 7.1

Se trata de averiguar la lámina de escorrentía directa que es de esperar ocurra como consecuencia de una tormenta de 25 cm, en una cuenca de las siguientes características:

Porcentaje del área	40	60
Grupo hidrológico del suelo	A	B
Cubierta	Granos en hileras	Pradera
Infiltración	Buena	Buena

Problema 7.2

Calcular el caudal máximo de escorrentía que es de esperar ocurra una vez cada 10 años, en una cuenca de 1.2 km² de superficie y 3% de pendiente media. La longitud del curso principal es de 2,800 m. Del total del área el 40% corresponde a cultivos generales y el 60% a pastizales. Usar las curvas de intensidad-duración-frecuencia del apartado 2.7.

8.1 Introducción

El caudal de una corriente, en general, está constituido de dos partes. Una de ellas, el flujo base, proviene del agua subterránea y la otra, la escorrentía directa, proviene de las últimas lluvias. No todas las corrientes reciben aporte de agua subterránea, ni todas las precipitaciones provocan escorrentía directa. Sólo las precipitaciones importantes, es decir, intensas y prolongadas, producen un aumento significativo en la escorrentía de las corrientes. La contribución de agua subterránea a las corrientes de agua no puede fluctuar rápidamente debido a la baja velocidad del flujo.

Las corrientes en cuenca con suelos permeables, y que reciben gran aporte de agua subterránea, muestran caudales altos sostenidos a lo largo del año, con una relación baja entre caudales de avenidas (crecidas) y caudales medios. Las corrientes en cuencas con suelos de baja permeabilidad, y que mas bien aportan agua a los acuíferos, presentan relaciones altas entre caudales pico y promedio, con caudales muy bajos o nulos entre crecientes. El hidrograma A de la figura 8.1 corresponde a las corrientes del primer tipo, y el hidrograma B a las del segundo tipo. Nuestros ríos que desembocan en el Pacífico tienen características del tipo B.

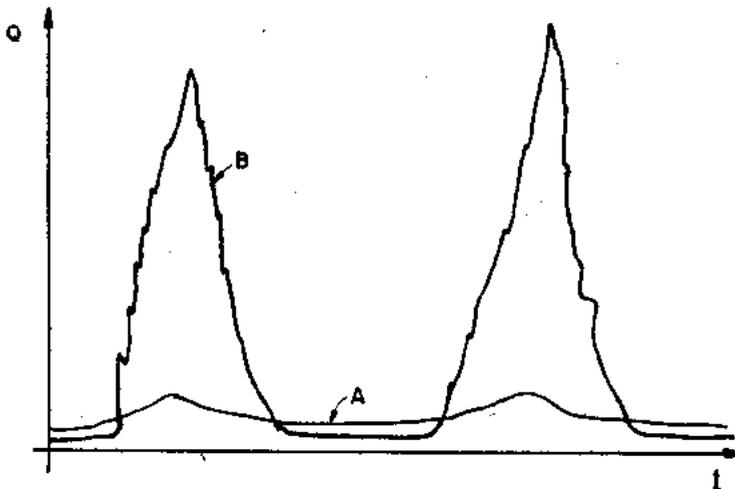


FIG. 8.1 CAUDALES MEDIOS Y CAUDALES PICOS

Los hidrogramas de crecidas vienen a ser los hidrogramas resultantes de lluvias importantes aisladas. Su estudio es bastante útil para el diseño de los aliviaderos de las presas de embalse, cuya misión es la de dejar salir del embalse las aguas provenientes de avenidas. También es útil el estudio de los hidrogramas de crecidas para otros proyectos, como defensas contra las inundaciones, predicción de avenidas, y otros.

8.2 El Hidrograma Típico

El hidrograma típico de una tormenta aislada (figura 8.2) consta de una rama ascendente, un segmento de cresta y una rama descendente o curva de recesión.

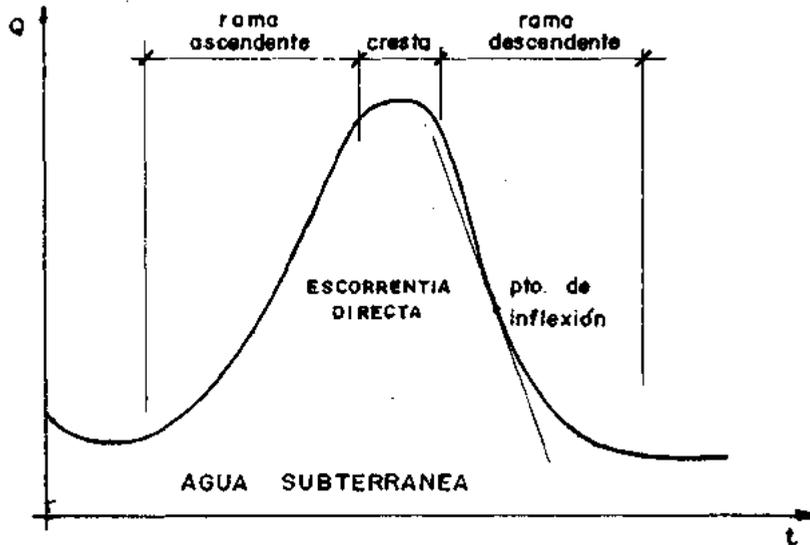


FIG. 8.2 EL HIDROGRAMA TIPICO

La forma de la rama ascendente está influenciada sobre todo por las características de la lluvia que causa el ascenso. La forma de la recesión en cambio es bastante independiente de ello y más bien depende de las características de la cuenca (apartado 7.1). Se asume por lo general que el punto de inflexión de la curva de recesión coincide con el tiempo al cabo del cual cesa la escorrentía superficial hacia los cursos; de ahí en adelante la curva representa el aporte de agua almacenada dentro de la cuenca. El último tramo de la curva de recesión representa casi completamente el flujo de agua subterránea.

Separación en el hidrograma

En un hidrograma de crecida hay necesidad de separar lo que es escorrentía directa y lo que es flujo base. No existe una forma única de hacer la separación, y puesto que las definiciones de las dos componentes son un tanto arbitrarias los métodos de separación son también arbitrarios.

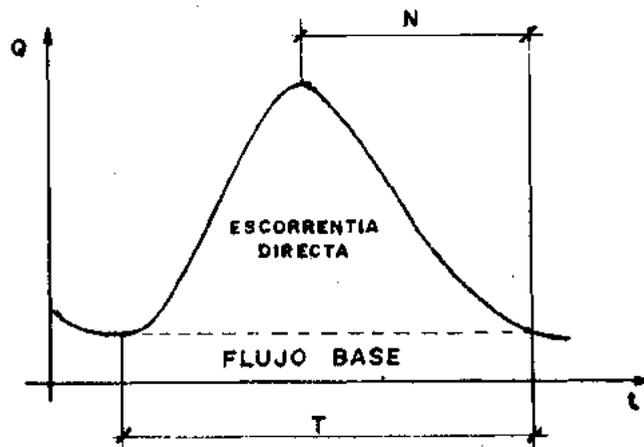


FIG. 8.3 SEPARACION EN EL HIDROGRAMA

Supongamos ya efectuada la separación (figura 8.3). El método empleado debe ser tal que el tiempo de escorrentía directa T llamado tiempo base sea siempre el mismo de tormenta a tormenta de la misma duración y en la misma cuenca. Hay que tener cuidado con esto porque sólo así se puede aplicar el concepto de hidrograma unitario que se estudia luego.

El primer intento realizado para efectuar la separación consiste en terminar la escorrentía directa un tiempo prefijado después del pico del hidrograma. Se ha formulado para este tiempo N en días:

$$N = a A^b$$

donde A es el área de la cuenca en km^2 y a, b coeficientes empíricos. Hallados a, b , para una región, se ha sugerido aumentar N en un 50% para hoyas largas y angostas u hoyas con pendientes suaves, y disminuir N en un 10% para cuencas empinadas. Sin embargo, el valor de N quizá sea mejor determinarlo observando un cierto número de hidrogramas, teniendo presente que el tiempo base no debe ser excesivamente largo y que el incremento en aporte de agua subterránea no debe ser muy grande.

Un procedimiento para la separación del hidrograma consiste en prolongar la recesión anterior a la tormenta hasta un punto bajo el pico del hidrograma (AB , figura 8.4), y conectar este punto mediante una línea recta con uno sobre el hidrograma localizado N días después del pico (punto C).

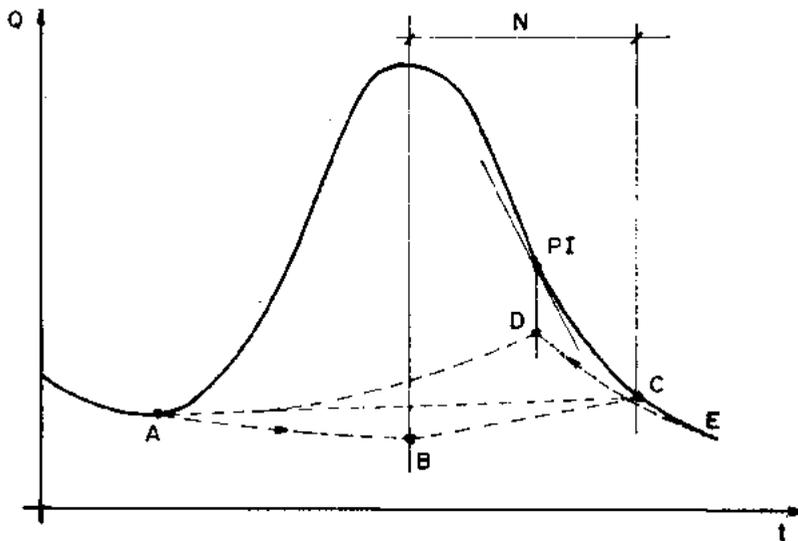


FIG. 8.4 METODOS DE SEPARACION

Otro procedimiento consiste en trazar simplemente la recta AC . La diferencia en el volumen del flujo base por estos dos métodos es tan pequeña que se justifica la simplificación siempre y cuando, naturalmente, se utilice consistentemente un solo método.

Un tercer método de separación se ilustra mediante la recta ADE . Se proyecta hacia atrás la línea de recesión hasta un punto bajo el punto de inflexión de la rama descendente; luego se traza un segmento arbitrario ascendente desde A (inicio de la rama ascendente) hasta conectarse con la recesión antes proyectada. Este método de separación es susceptible de un estudio analítico y es el indicado cuando el aporte de agua subterránea es relativamente grande y llega a la corriente con rapidez.

8.3 El Hidrograma Unitario

Es propósito del presente capítulo mostrar cómo obtener, para una cuenca, el hidrograma de crecida correspondiente a una tormenta dada. Esto se resuelve mediante la técnica del hidrograma unitario. Por esta razón se describirá primero en qué consiste el hidrograma unitario y cómo se obtienen los de una cuenca determinada.

8.3.1 Definición

Puesto que las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, cubierta, etc) son constantes, se debe esperar una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas parecidas. Esta es la esencia del hidrograma unitario tal como lo propuso Sherman en 1932.

El hidrograma unitario de las t_1 horas de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 cm de lluvia neta caída en t_1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme (figura 8.5).

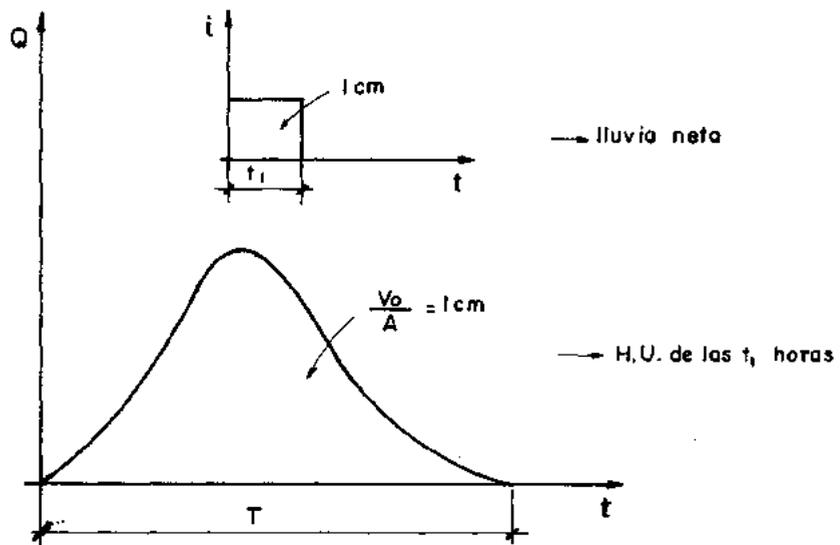


FIG. 8.5 EL HIDROGRAMA UNITARIO

La definición anterior y las siguientes hipótesis constituyen la teoría del hidrograma unitario.

- La lluvia neta es de intensidad uniforme en el período t_1 horas.
- La lluvia neta está uniformemente distribuida en toda el área de la cuenca.
- Los hidrogramas generados por tormentas de la misma duración tienen el mismo tiempo base a pesar de ser diferentes las láminas de lluvia neta.
- Las ordenadas de escorrentía directa de hidrogramas de igual tiempo base son proporcionales a las láminas de escorrentía directa representadas por los hidrogramas. Se conoce como principio de proporcionalidad.
- Para una cuenca dada, el hidrograma de escorrentía directa

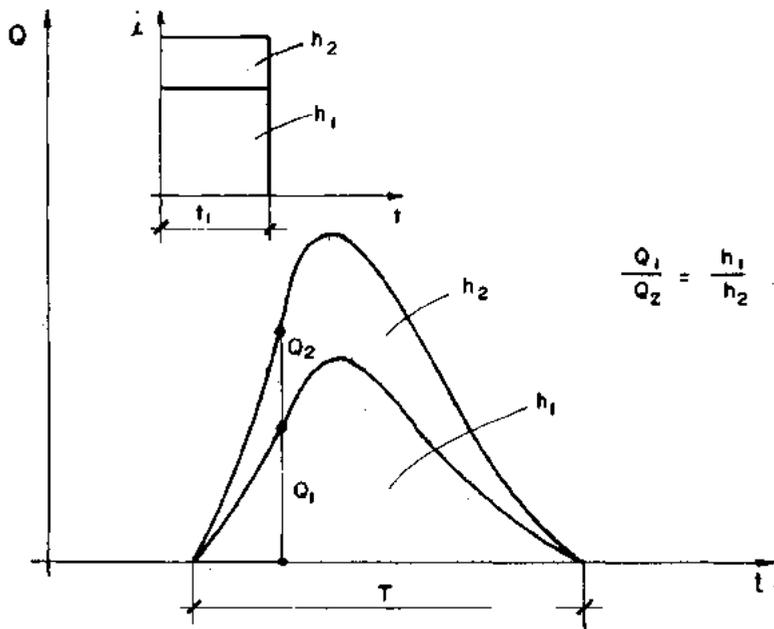


FIG. 8.6 PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD

debido a una tormenta refleja todas las características combinadas de la cuenca. Quiere decir que a tormentas iguales corresponden hidrogramas también iguales. Se conoce como principio de invariación.

Principio de superposición (figura 8.7)

Planteamiento: conocido el hidrograma de escorrentía directa (A) correspondiente a la lluvia neta de lámina h_1 y duración t , encontrar el hidrograma de escorrentía directa correspondiente a la lluvia compuesta de dos períodos, de láminas h_2, h_3 e igual duración t cada uno.

8.3.2 Obtención de los H.U.

Se parte de conocer el hidrograma resultante de una lluvia neta uniforme de duración conocida (t_1 horas). Se trata de hallar el H.U. de las t_1 horas para esa cuenca. El método consiste en (figura 8.8):

- 1º separar el flujo base de la escorrentía directa.
- 2º por planimetría obtener el volumen de escorrentía directa (V_0)
- 3º obtener la lámina de escorrentía directa (h), dividiendo el volumen V_0 entre el área de la cuenca:

$$\frac{V_0}{A} = h$$

Esta lámina de escorrentía directa es, por definición, igual a la lámina de lluvia neta.

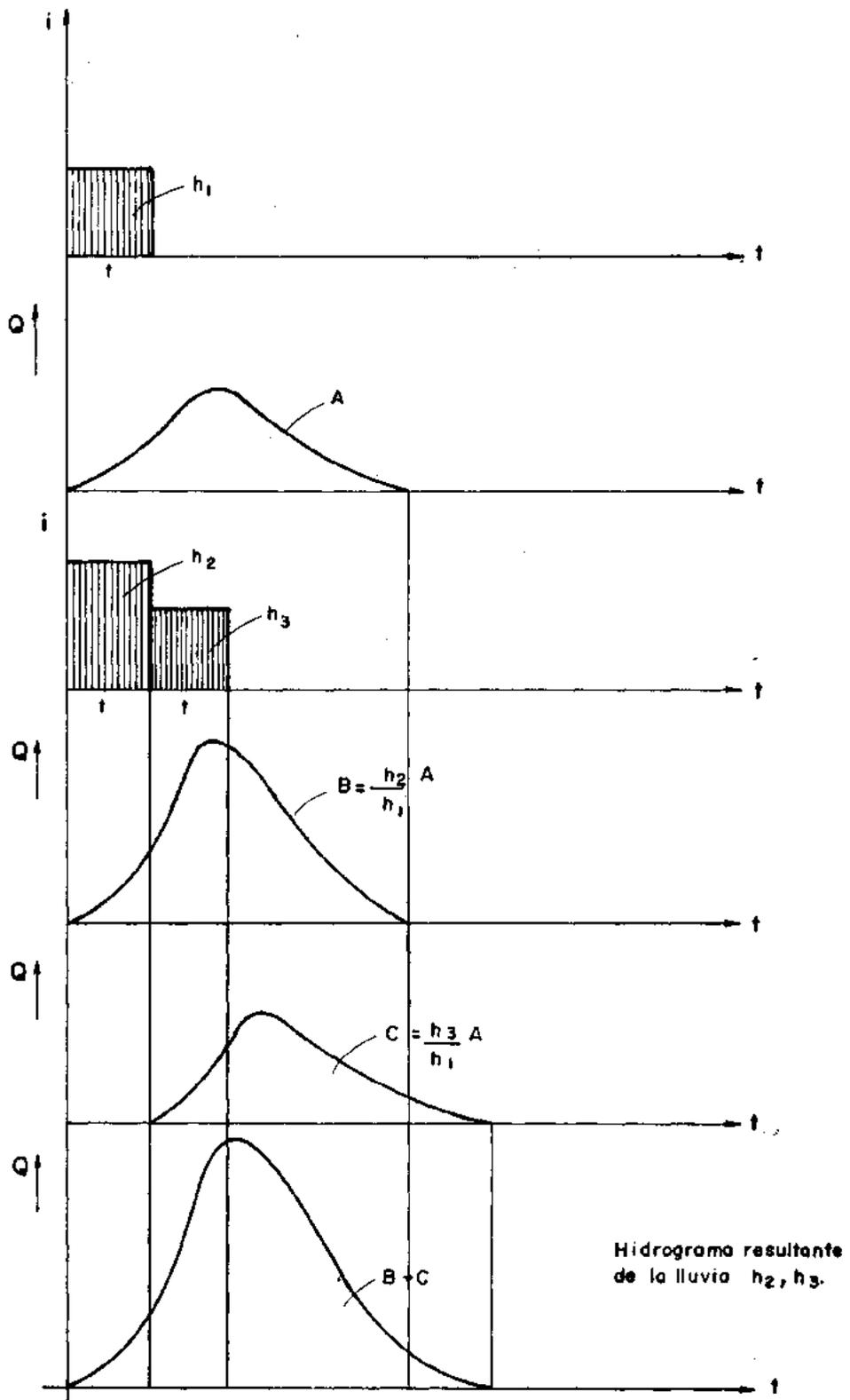


FIG. 8.7 PRINCIPIO DE SUPERPOSICION

4º dividir las ordenadas de escorrentía directa entre la lámina h . Los valores obtenidos son las ordenadas del H.U. de las t_1 horas.

$$\frac{Q}{h} = o$$

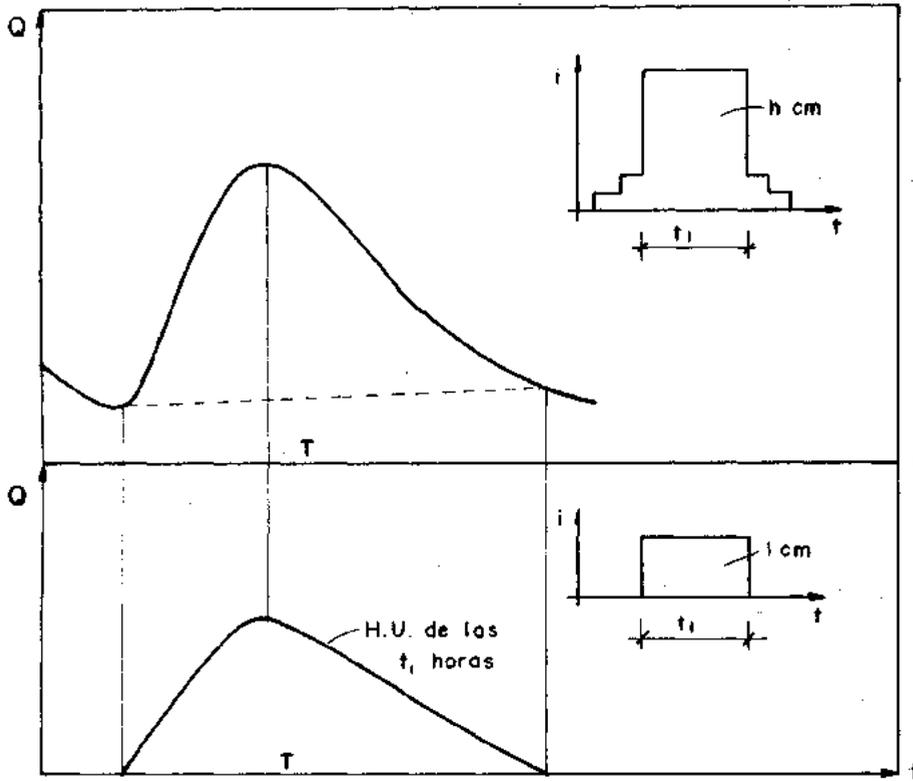


FIG. 8.8 OBTENCION DEL H.U.

Para un mejor resultado conviene obtener varios H.U. de la misma duración y promediarlos. Hay que tener presente que el promedio de dos H.U. no se logra promediando las ordenadas, sino que hay que seguir este procedimiento (figura 8.9):

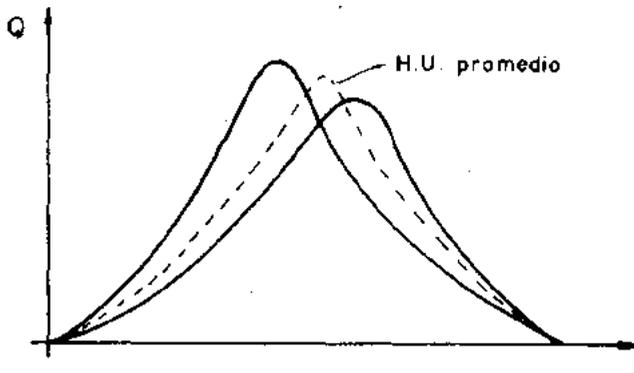


FIG. 8.9 PROMEDIO DE DOS H.U.

- 1º calcular el pico promedio y el tiempo al pico promedio,
- 2º dibujar el H.U. promedio siguiendo la forma de los otros dos y chequeando que tenga una lámina de 1 cm.

8.3.3 La Curva S

La curva S de una cuenca se dibuja a partir del H.U. de las t_1 horas y sirve para obtener el H.U. de las t_2 horas. Aquí radica su enorme importancia: permite derivar hidrogramas unitarios a partir de uno conocido.

Se llama curva S (figura 8.10) el hidrograma de escorrentía directa que es generado por una lluvia continua uniforme de duración infinita. La lluvia continua puede considerarse formada de una serie infinita de lluvias de período p tal que cada lluvia individual tenga una lámina de 1 cm. El efecto de la lluvia continua se halla sumando las ordenadas de una serie infinita de hidrogramas unitarios de t_1 horas según el principio de superposición.

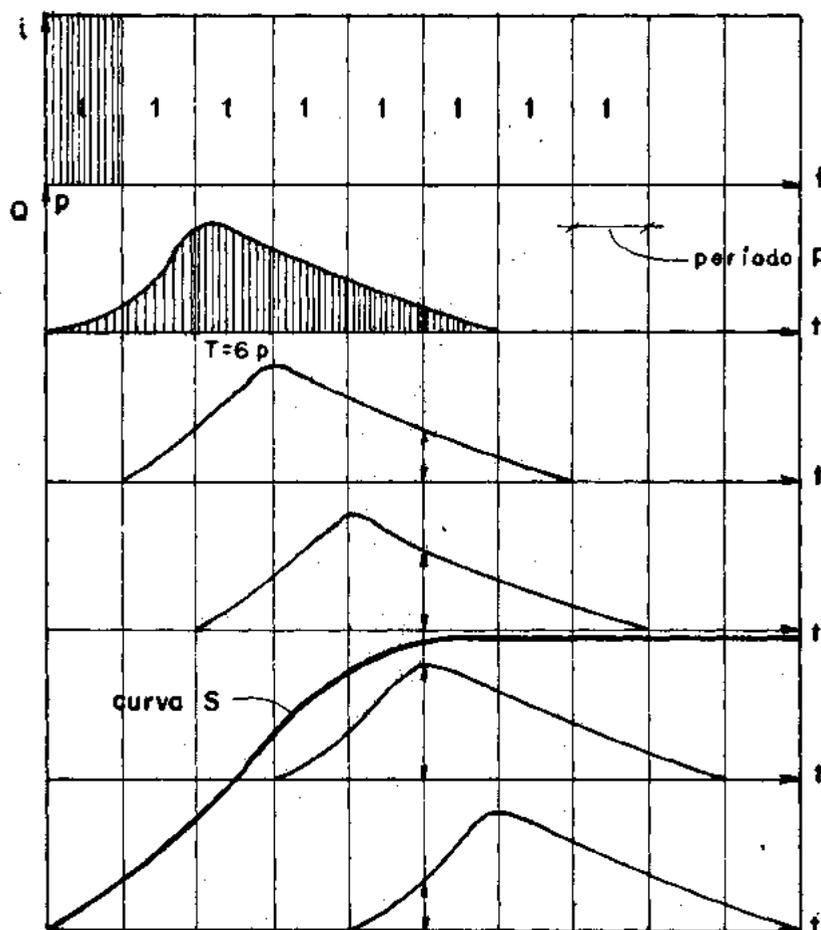


FIG. 8.10 LA CURVA S

En el esquema de la figura 8.10 el tiempo base del H.U. es igual a 6 períodos. La suma máxima de ordenadas se alcanza después de 5 períodos (uno menos que el tiempo base), cuando la ordenada de la curva S es igual a la suma de todas las ordenadas del H.U.

Dibujada la curva S a partir del H.U. de las t_1 horas puede ser usado para obtener el H.U. de las t_2 horas, según el siguiente procedimiento (figura 8.11).

- 1º dibujar la curva S a partir del H.U. de las t_1 horas,
- 2º dibujar la misma curva S desplazada t_2 horas a la derecha,
- 3º multiplicar la diferencia de ordenadas de las dos curvas S por el factor t_1/t_2 para obtener las ordenadas del H.U. de las t_2 horas.

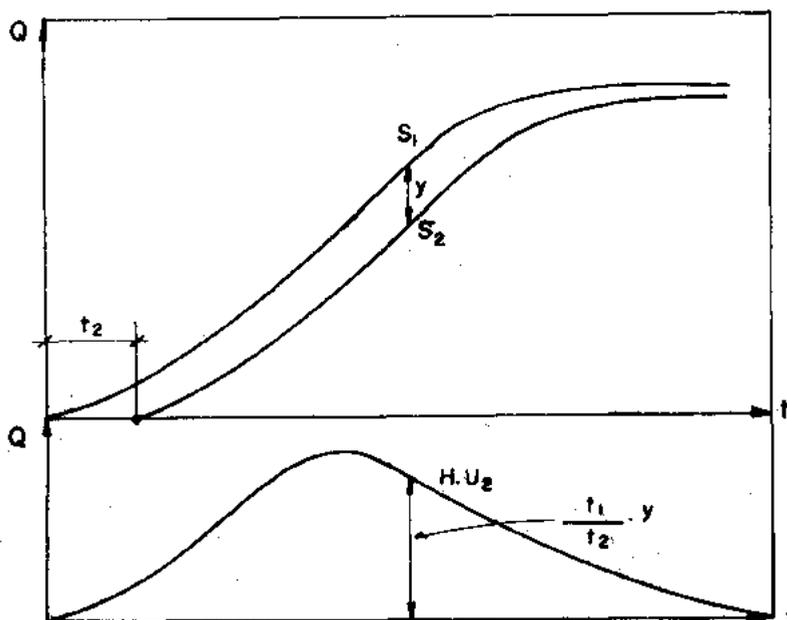


FIG. 8.11 APLICACION DE LA CURVA S

El procedimiento es válido para t_2 mayor o menor que t_1 . En cuanto al tiempo base resulta: $T_{b2} = T_{b1} - t_1 + t_2$. Acerca del procedimiento puede trabajarse gráficamente o mediante tabulación.

8.3.4 Aplicación de los H.U.

Conocido el H.U. de una cuenca para una cierta duración, ese H.U. permite obtener el hidrograma de escorrentía directa correspondiente a una tormenta simple de igual duración y una lámina cualquiera de lluvia neta, o el correspondiente a una tormenta compuesta de varios períodos de igual duración y láminas cualesquiera de lluvia neta. Precisamente la figura 8.12 muestra esta última aplicación debiéndose observar que para hallar el hidrograma resultante se hace uso del método de superposición.

8.3.5 Hidrogramas Unitarios Sintéticos

Los hidrogramas unitarios se pueden obtener por el método descrito en el apartado 8.3.2 sólo cuando se dispone de registros. Para las cuencas sin registros han sido sugeridos los hidrogramas unitarios sintéticos, que se construyen en base a fórmulas obtenidas empíricamente. Los esfuerzos han sido orientados a obtener fórmulas para el tiempo al pico, el caudal pico y el tiempo base. Estos datos y el hecho de que la lámina de escorrentía directa debe ser la unidad, permiten el trazado del H.U. La mayoría de los estudios se basan en lo que se llama el tiempo de

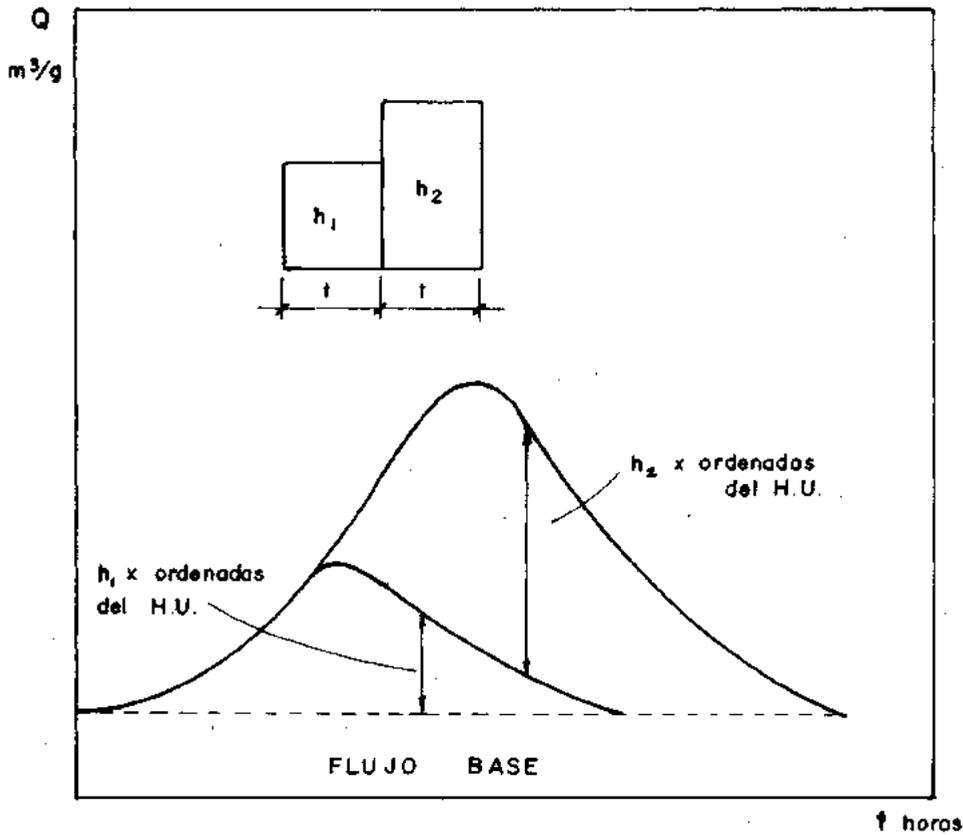


FIG. 8.12 APLICACION DE LOS H.U.

retardo de la cuenca, generalmente definido como el tiempo desde el centro de gravedad del histograma de lluvia neta hasta el pico del hidrograma.

A continuación se describe el procedimiento sugerido por Snyder, el primero de su género, desarrollado en los Estados Unidos.

$$T_L = C_1 \cdot (L \cdot L_c)^{0.3} \quad (8.1)$$

T_L ... tiempo de retardo de la cuenca, en horas

L ... longitud de la corriente principal desde el punto inicial de las aguas hasta el punto de desagüe de la cuenca, en km

L_c ... distancia desde el punto de desagüe hasta el punto de la corriente principal más próximo al centro de gravedad de la cuenca, en km

C_1 ... coeficiente que varía entre 1.35 y 1.65, con los valores menores para las cuencas con pendientes más fuertes.

(El producto $L \cdot L_c$ es una medida del tamaño y la forma de la cuenca).

Antes de establecer la fórmula para el caudal pico, es necesario

adoptar una duración tipo de lluvia neta (T). Snyder adoptó:

$$T = \frac{T_L}{5.5} \quad (8.2)$$

Para lluvias de esta duración:

$$Q_p = \frac{7,000 C_2 A}{T_L} \quad (8.3)$$

Q_p ... caudal pico, en lt/seg, para una lámina de escorrentía directa de 1 pulg (25.4 mm).

A ... área de la cuenca, en km^2

C_2 ... coeficiente que varía entre 0.56 y 0.69

Para el tiempo base rige la fórmula:

$$T_b = 3 + 3 \frac{T_L}{24} \quad (8.4)$$

T_b ... tiempo base, en días

T_L ... tiempo de retardo, en horas

Las ecuaciones 8.1, 8.3, 8.4 definen los tres elementos necesarios para construir el H.U. para una duración tipo dada por 8.2. Para cualquier otra duración T_D el tiempo de retardo viene dado por:

$$T_{LD} = T_L + \frac{T_D - T}{4} \quad (8.5)$$

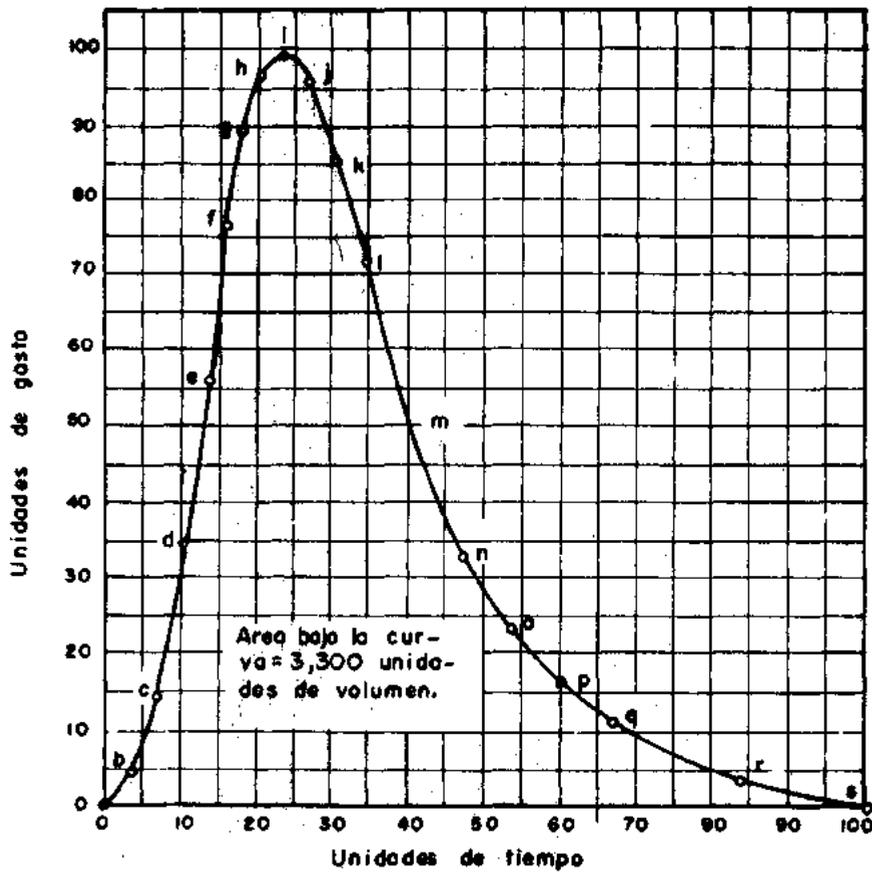
empleándose este retardo modificado en las ecuaciones 8.3 y 8.4.

Las fórmulas de Snyder fueron obtenidas a partir del estudio de cuencas de la región de los montes Apalaches. Al ser probadas en otras regiones se observó que los coeficientes C_1 , C_2 varían de modo apreciable. Por ello, la mejor manera de emplear estas ecuaciones es deducir valores de C_1 , C_2 , a partir de los H.U. de cuencas medidas de características similares a la cuenca problema. Con lo que el procedimiento se convierte en un medio de trasposición de las características de los H.U. de una cuenca a otra.

8.4 Hidrogramas Adimensionales

De los estudiado hasta aquí se desprende que para una misma cuenca los hidrogramas de crecidas presentan la misma forma general, y que esta forma general refleja las características hidrológicas de la cuenca.

Se desprende que para cuencas hidrológicamente semejantes la forma general de los hidrogramas es más o menos la misma. Así es como se conciben los hidrogramas adimensionales. Estos hidrogramas son por eso válidos para cuencas de una misma región. Sin embargo, el hidrograma adimensional de la figura 8.13, obtenido como un promedio en los Estados Unidos, puede ser utilizado en cuencas sin mediciones. En este hidro-



a	t ^m	q ^m
a	0	0
b	3	5
c	7	15
d	10	35
e	13	56
f	16	77
g	18	90
h	20	97
i	23	100
j	27	96
k	30	85
l	34	72
m	40	50
n	47	33
o	53	24
p	60	16
q	67	11
r	84	4
s	100	0

* t y q en %

FIG. 8.13 HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

Ejemplo 8.1

Elaborar el hidrograma aproximado de una cuenca sin aforar, correspondiente a una crecida cuyo caudal pico es 17.64 m³/seg y su respectivo volumen 677,000 m³.

Relaciones generales:

$$u = \frac{V}{3,300} \quad \text{m}^3/\text{unidad} \quad (8.6)$$

$$q = \frac{Q}{100} \quad \text{m}^3/\text{seg}/\text{unidad} \quad (8.7)$$

$$t = \frac{u}{60 q} \quad \text{min}/\text{unidad} \quad (8.8)$$

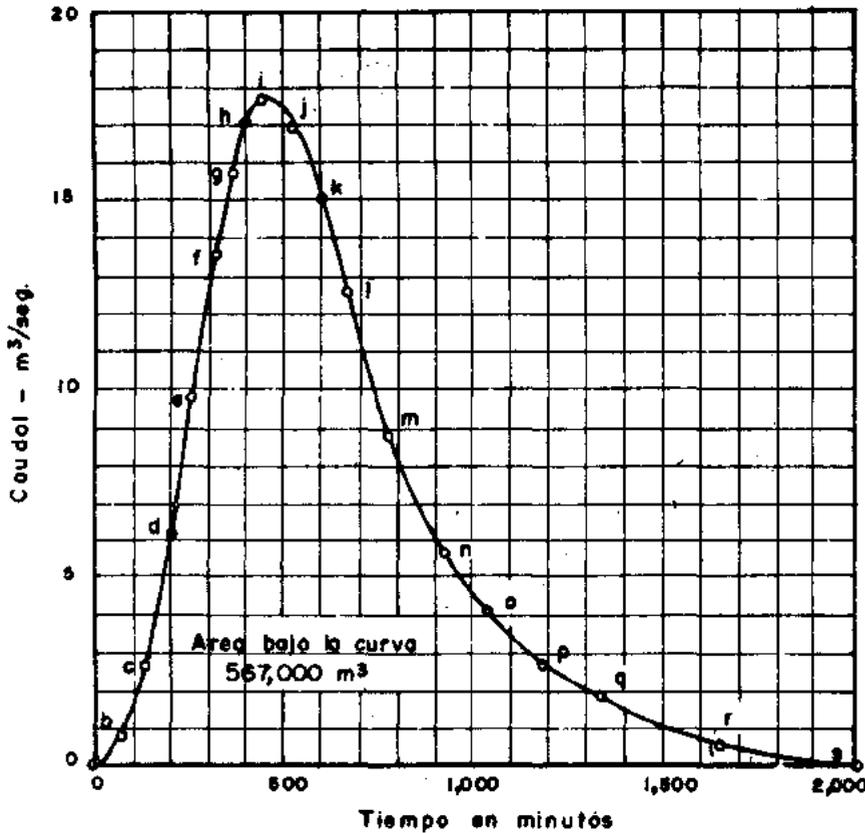
- u ... volumen de escorrentía correspondiente a una unidad de volumen del hidrograma básico.
- V ... volumen de la escorrentía, en m³.
- q ... caudal de escorrentía correspondiente a una unidad de caudal del hidrograma básico.
- Q ... caudal máximo de la escorrentía, en m³/seg.
- t ... tiempo en minutos correspondiente a una unidad de tiempo del hidrograma básico.

Para el caso que se estudia:

$$u = \frac{677,000}{3,300} = 205 \text{ m}^3/\text{unidad}$$

$$q = \frac{17.64}{100} = 0.1764 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{unidad}$$

$$t = \frac{205}{60 \times 0.1764} = 19.6 \text{ min}/\text{unidad}$$



o	t*	q**
a	0	0
b	59	0.9
c	137	2.6
d	195	6.2
e	255	9.9
f	315	13.6
g	382	15.9
h	392	17.1
i	450	17.6
j	530	18.9
k	588	15.0
l	667	12.7
m	783	8.8
n	920	5.8
o	1,040	4.2
p	1,180	2.8
q	1,320	1.9
r	1,650	0.7

* t en minutos
q en m³/seg.

FIG. 8.14 HIDROGRAMA DEL EJEMPLO 8.1

8.5 Hidrogramas Triangulares

Es posible representar los hidrogramas de crecidas como triángulos, con la consiguiente simplificación del trabajo. A continuación se describe el procedimiento adoptado por el U.S. Conservation Service.

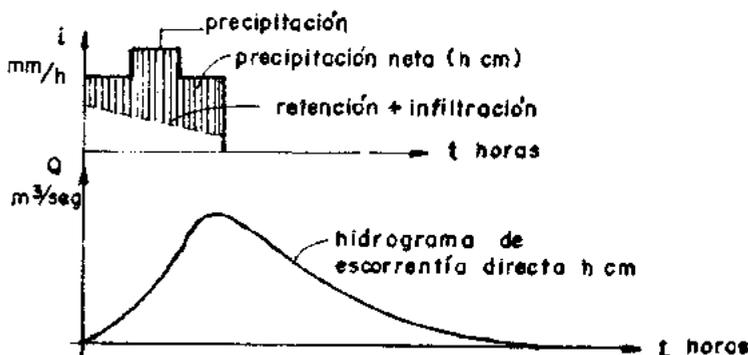


FIG. 8.15
HIDROGRAMA TIPICO

Un valor medio de α , a usar en cuencas no aforadas, es 1.67, de modo que reemplazando:

$$Q_p = \frac{2.08 A h}{T_p} \quad (8.9)$$

Para el tiempo de retardo se puede usar la relación empírica:

$$T_L = 0.6 T_c \quad (8.10)$$

de modo que:

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L = \frac{D}{2} + 0.6 T_c \quad (8.11)$$

Ejemplo 8.2 (obtención del hidrograma triangular)

$$A = 8 \text{ millas}^2 = 8 \times 2.59 \text{ km}^2 = 20.72 \text{ km}^2$$

$$T_c = 3 \text{ horas}$$

$$D = 2 \text{ horas}$$

$$h = 1.0 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$$

Para determinar el hidrograma triangular basta conocer T_p , Q_p , T_b .

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = \frac{2}{2} + 0.6 (3) = 1 + 1.8 = 2.8 \text{ horas}$$

$$Q_p = \frac{2.08 A h}{T_p} = \frac{2.08 \times 20.72 \times 2.54}{2.8} = 39.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_b = T_p + T_r = T_p + \alpha T_p = (1 + \alpha) T_p = 2.67 T_p = 7.48 \text{ horas}$$

USAR 7.5 horas

El error que se comete al trabajar con un hidrograma triangular está del lado de la seguridad, porque en el triángulo se distribuye una cantidad determinada de escurrimiento en un intervalo de tiempo más corto que en el hidrograma curvilíneo.

Ejemplo 8.3 (aplicación del hidrograma triangular)

Datos: $A = 100 \text{ millas}^2$

$$T_c = 10 \text{ horas}$$

Aguacero de $D = 6$ horas, con incrementos sucesivos cada 2 horas de 0.6, 1.4 y 0.8 pulg de lluvia neta.

Calcular el hidrograma unitario de las 2 horas y luego construir el hidrograma compuesto.

$$\text{Para el H.U., } T_p = \frac{D}{2} + T_L = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = \frac{2}{2} + 0.6 (10) = 7 \text{ horas}$$

$$Q_p = \frac{484 A h}{T_p} \quad (8.9a)$$

Q_p ... caudal pico, en pie³/seg

A ... área en millas²

h ... lluvia neta en pulg

T_p ... tiempo al pico, en horas

$$Q_p = \frac{484 \times 100 \times 1}{7} = 6,914 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$T_b = T_p + T_r = T_p + \alpha T_p = (1 + \alpha) T_p = 2.67 T_p = 18.7 \text{ horas}$$

Elaboración del cuadro de construcción del hidrograma compuesto:

Duración de lluvia neta en horas	Lámina de lluvia neta en pulg	Caudal pico en pie ³ /seg	Hidrogramas		
			Hora del principio	Hora del pico	Hora del final
0					
2	0.6	4,148	0	7	18.7
4	1.4	9,680	2	9	20.7
6	0.8	5,530	4	11	22.7

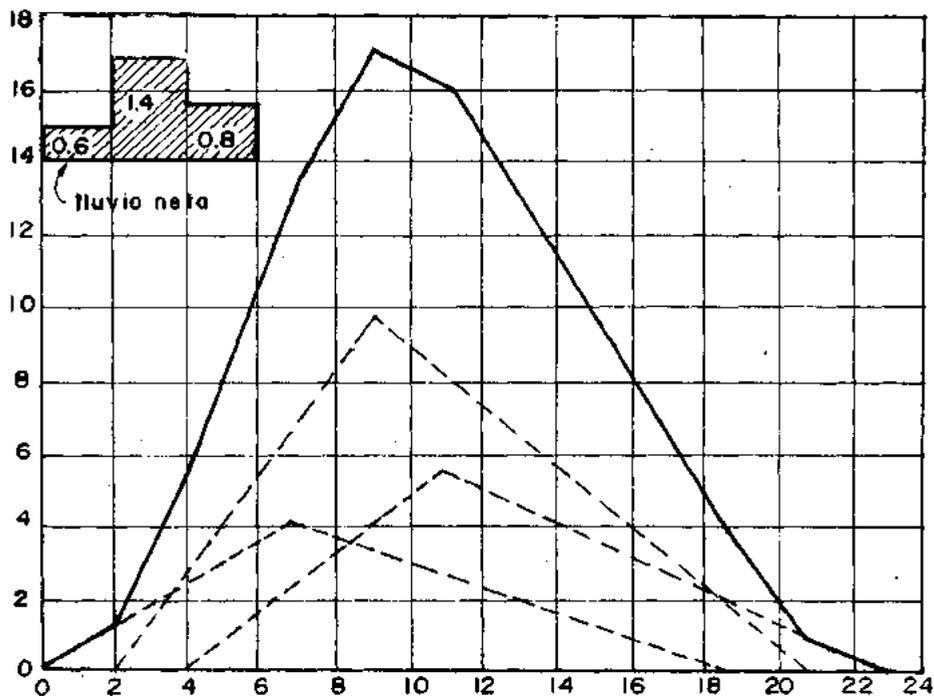


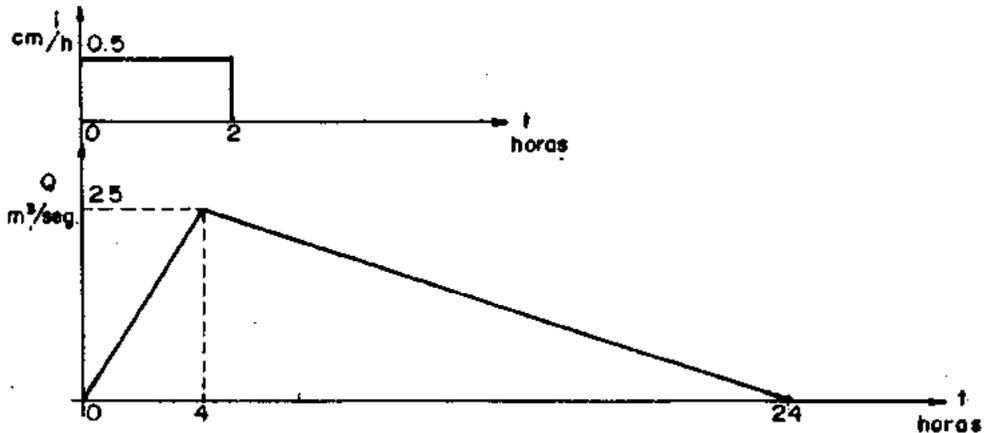
FIG. 8.17 HIDROGRAMA DEL EJEMPLO 8.3

8.6 Problemas

Problema 8.1

Una tormenta consta de tres períodos de 2 horas cada uno e intensidades 3.0, 3.5 y 1.5 cm/h, respectivamente. El índice ϕ es 1.0 cm/h. El área aproximada de la cuenca 110 km². El hidrograma unitario de las dos horas de la cuenca se muestra abajo. El flujo base es bastante pequeño y puede ser despreciado.

- Dibujar el hidrograma resultante
- Verificar que la lámina de escorrentía directa es igual a la lámina de lluvia neta.

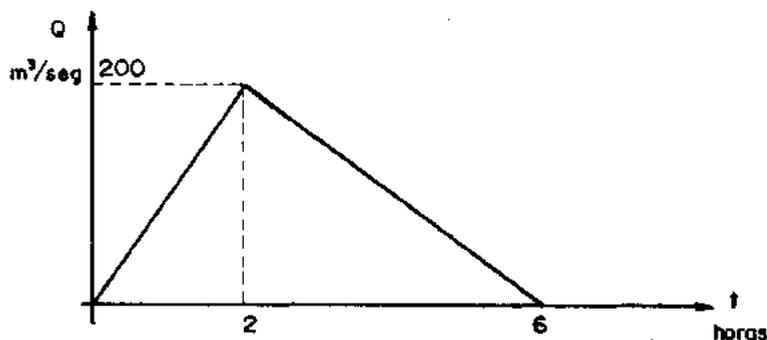


Problema 8.2

Una lluvia constante de 4 horas de duración e intensidad 50 mm/h produce un caudal pico de 280 m³/seg. La tasa de pérdida de la cuenca es 12 mm/h y el flujo base es 20 m³/seg. Según la teoría del hidrograma unitario, ¿cuál sería el caudal pico de una lluvia de 4 horas, de 38 mm/h, si la tasa de pérdida es 15 mm/h y el flujo base 3 m³/seg?

Problema 8.3

Una lluvia uniforme con una intensidad de 50 mm/h y una duración de 1 hora genera a la salida de cierta cuenca el hidrograma que se muestra abajo. Calcular el hidrograma causado por una lluvia uniforme de 20 mm/h y duración 2 horas. El índice ϕ es de 10 mm/h.



Problema 8.4

El hidrograma unitario para una lluvia de 2 horas, de intensidad uniforme y lámina neta de 10 mm tiene las siguientes ordenadas:

Tiempo (horas)	0	1	2	3	4	5	6
Q (m ³ /seg)	0	77	155	116	78	38	0

Obtener el hidrograma unitario para una lluvia de 3 horas, de intensidad uniforme y la misma lámina de lluvia neta.

9.1 Concepto de Tránsito

Un hidrograma de crecida refleja en realidad el movimiento de una onda al pasar por una estación. Es necesario tener presente que conforme la onda se mueve hacia aguas abajo su forma cambia. Estos cambios en la onda se deben a la adición de agua de los tributarios y a que las velocidades en los diversos puntos a lo largo de la onda no son las mismas (figura 9.1).

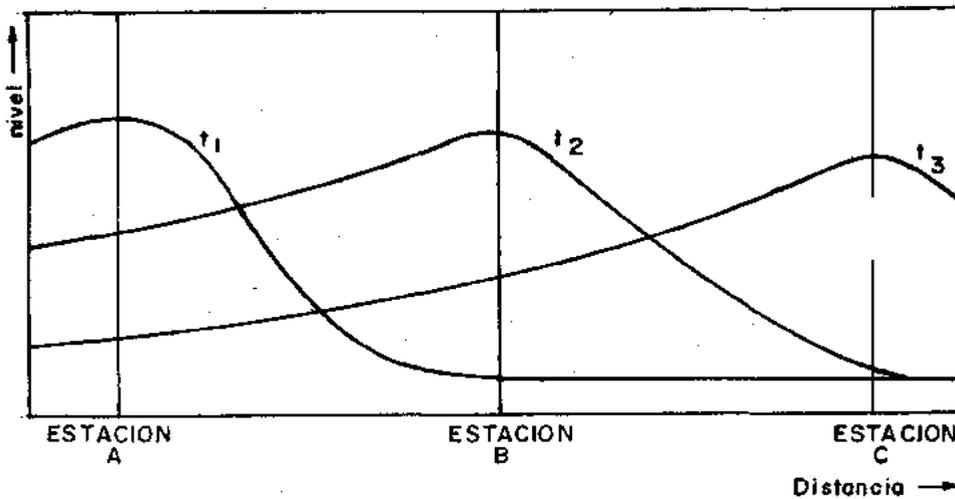


FIG. 9.1 PASO DE UNA ONDA O TRANSITO

Las ondas de avenidas se forman por aumento no uniforme del caudal del río por efecto de una tormenta importante. Para su estudio hay disponibles dos métodos: el método hidráulico y el hidrológico. Ambos intentan describir los cambios que en el tiempo experimenta la onda de avenida. El análisis del paso de estas ondas de avenida constituye materia de estudio del "tránsito de avenidas" o "flood routing".

El método hidráulico de análisis es bastante complejo por cuanto las condiciones naturales a que se aplica también lo son: el flujo es no permanente, la sección transversal es no uniforme, la rugosidad es variable, etc. El método hidrológico está basado en hipótesis simplificatorias y consiste básicamente en plantear la ecuación de continuidad en un tramo corto de la corriente.

La ecuación de continuidad, referida a un tramo corto del cauce, puede escribirse, para un tiempo corto:

Volumen que ingresa - volumen que sale = cambio en el almacenamiento

$$V_i - V_o = \Delta S \tag{9.1}$$

$$\frac{V_i}{\Delta t} - \frac{V_o}{\Delta t} = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (9.2)$$

9.2 Tránsito en Embalses

Se supone aquí, por simplicidad, que el embalse es no controlado, es decir sin compuertas de descarga, de manera que la descarga se efectúa por un vertedero de desborde o aliviadero. En general, el almacenamiento en el embalse hace que se modifique más marcadamente la forma de onda que en un cauce natural de longitud equivalente.

La 9.2 se puede escribir:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (9.2a)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - O_1 = \frac{O_1 + O_2}{2} + \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} - O_1$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - O_1 = \left(\frac{O_2}{2} + \frac{S_2}{\Delta t}\right) - \left(\frac{O_1}{2} + \frac{S_1}{\Delta t}\right)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - O_1 = N_2 - N_1 \quad (9.3)$$

siendo $N = \frac{O}{2} + \frac{S}{\Delta t}$

El valor Δt se llama período de tránsito, y su valor se fija de antemano en la forma que se indica después.

Como la descarga tiene lugar por un aliviadero, O es función de la carga H sobre la cresta del aliviadero; pero una carga H define una cota de la superficie libre, por lo que la curva de descarga $C-O$ es conocida. Por otro lado, un nivel de agua define un valor del almacenamiento, es decir la curva $C-S$ es también conocida. De donde se concluye que la curva $N-O$ se puede siempre construir para un embalse (basta ver que cada par de valores O, S están relacionados; en efecto a un valor de O corresponde un valor de C , a ese valor de C corresponde un S , lo que el par de valores O, S definen un único valor de N). Ver figur 9.2.

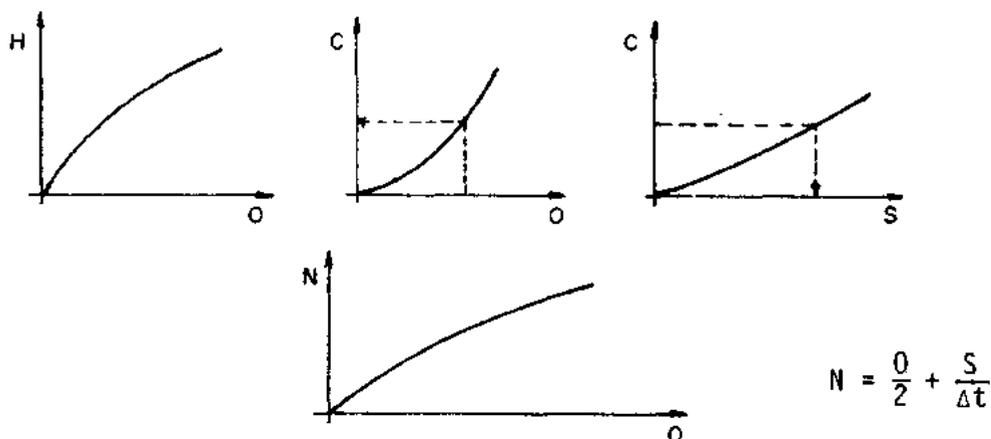


FIG. 9.2 OBTENCION DE LA GRAFICA N-O

Para mostrar el procedimiento de cálculo se va a emplear el esquema de la figura 9.3. Estando el embalse lleno llega el flujo base de la corriente, I_0 . A este valor inicial del caudal de llegada corresponden los valores iniciales de nivel de agua, embalsamiento, carga y caudal de salida. En estas circunstancias se supone llega la avenida representada por el hidrograma I-t. En este hidrograma se adopta un valor de Δt y se leen las escorrentías directas I, con lo que las cuatro primeras columnas de la tabla 9.1 pueden ser llenadas. El otro valor conocido antes de iniciar los cálculos es la descarga inicial O_1 . El modo operandi para llenar la tabla está indicado con flechas en la tabla misma.

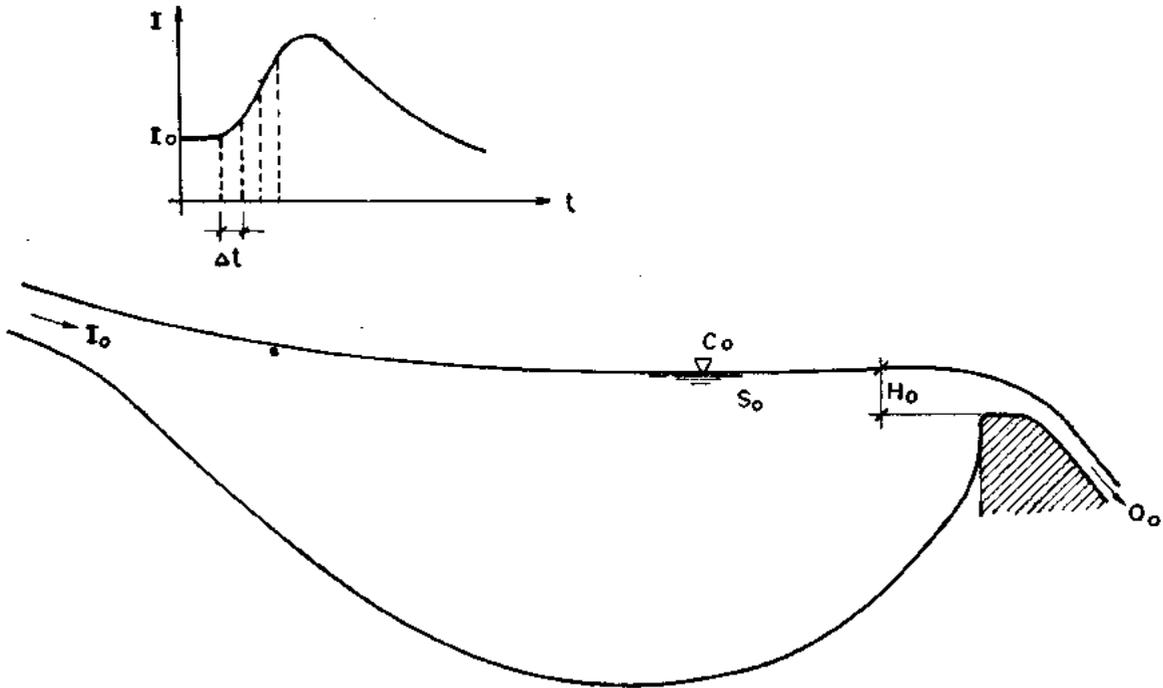


FIG. 9.3 TRANSITO DE AVENIDA

TABLA 9.1 CALCULOS PARA EL EMBALSE DE LA FIG. 9.3

Hora	Δt	I	$\frac{I_1 + I_2}{2}$	$N_2 - N_1$	N	O
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—

Tránsito en embalses controlados

Para un embalse con compuertas en el vertedero el gasto de salida depende del número de compuertas que estén abiertas (figura 9.4). Entonces la curva N-0 debe ser sustituida por una familia de curvas, en las que el número de 1 a 3 indica el número de compuertas abiertas.

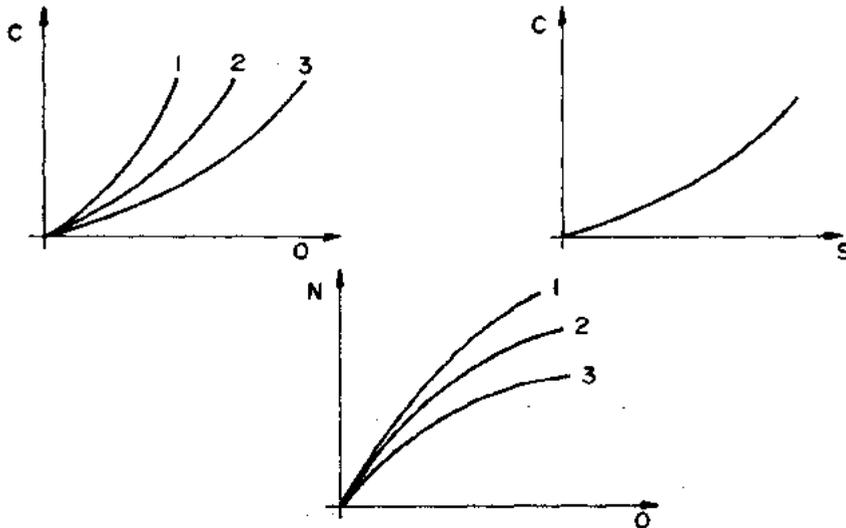


FIG. 9.4 EMBALSES CONTROLADOS

La operación de análisis del paso de la avenida es similar a la mostrada en la tabla 9.1, salvo que el número de compuertas debe tabularse. Si no hay cambios en la abertura de las compuertas durante el tiempo de estudio el procedimiento es idéntico al de la tabla 9.1, ya que todos los valores se leen en la curva que representa la abertura constante de las compuertas.

9.3 Tránsito en Cauces Naturales (referencia 1)

Ahora el almacenamiento no es función única del caudal de salida. El almacenamiento S viene a ser el volumen de agua en el cauce en cualquier instante. Como la ecuación 9.2 involucra únicamente a ΔS , no se necesita conocer los valores absolutos de almacenamiento. Pueden encontrarse valores de ΔS resolviendo la ecuación 9.2, usando valores reales del gasto de entrada y del gasto de salida correspondientes a un tramo del río (figura 9.5). Los hidrogramas de entrada y de salida para el tramo en estudio se dividen en intervalos de tiempo pequeños, se determina para cada período valores promedios de I y de O y se calculan los correspondientes valores de ΔS con la ecuación 9.2. Los volúmenes de almacenamiento S se calculan sumando algebraicamente los incrementos ΔS a partir de cualquier origen arbitrario cero (tabla 9.2).

Cuando los valores de S calculados como se acaba de indicar se representan en una gráfica versus los gastos simultáneos de salida, usualmente aparece que el almacenamiento es ligeramente mayor durante el tiempo de ascenso del nivel que durante el tiempo de descenso (figura 9.6). Al pasar una onda de avenida por un tramo, hay cierto aumento en el almacenamiento antes de que haya cualquier incremento en el gasto de salida. Después que la cresta de la onda ha entrado al tramo, el almacenamiento puede empezar a disminuir aunque el gasto de salida esté todavía aumentando.

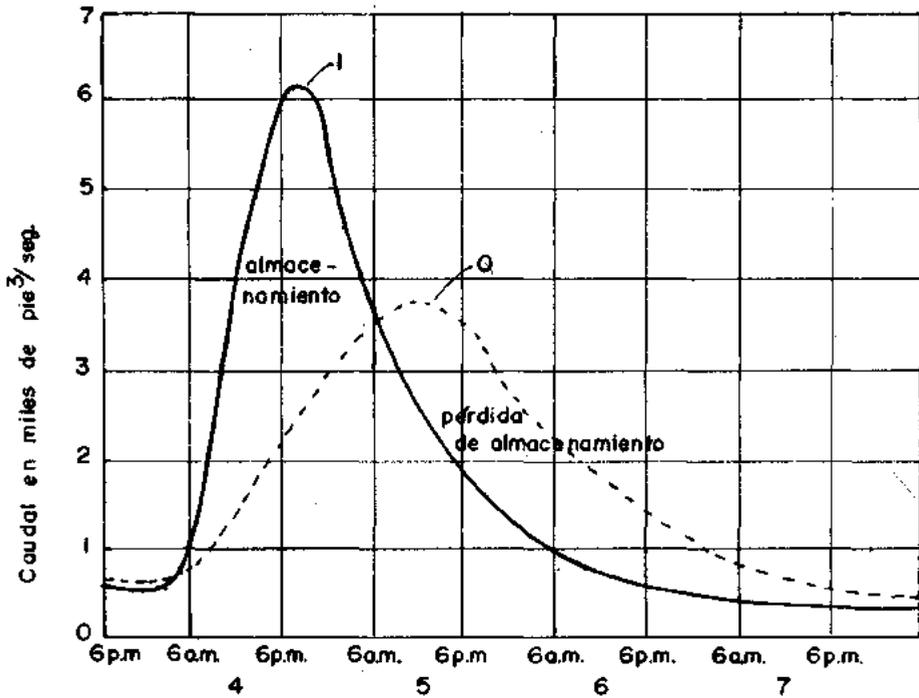


FIG. 9.5 TRANSITO EN CAUCES NATURALES

TABLA 9.2 CALCULO DE LOS ALMACENAMIENTOS

Hora	\bar{I}	\bar{O}	$\frac{\Delta S}{\Delta t}$	$\frac{S}{\Delta t}$
3/6 p.m.				—
	560	700	-140	
3/12 p.m.				—
	660	660	0	
4/6 a.m.				0
	2500	1020	1480	
4/12 m.				1480
	5500	1850	3650	
4/6 p.m.				5130
	5950	2650	3300	
4/12 p.m.				8430
	4200	3350	850	
5/6 a.m.				9280
	2950	3700	-750	
5/12 m.				8530
	2100	3680	-1580	
5/6 p.m.				6950
	1470	3100	-1630	
5/12 p.m.				5320
	1000	2450	-1450	
6/6 a.m.				3870
	740	2000	-1260	
6/12 m.				2610
	600	1650	-1050	
6/6 p.m.				1560
	530	1300	-770	
6/12 p.m.				790

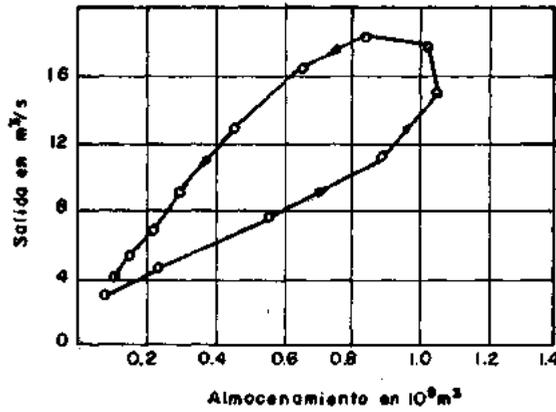


FIG. 9.6 CURVA DE ALMACENAMIENTO

El método Muskingum de análisis consiste en considerar que el almacenamiento es una función de los gastos de entrada y salida ponderados, según la expresión:

$$S = K |x I + (1 - x) O| \quad (9.4)$$

K ... constante de almacenamiento; tiene dimensiones de tiempo
 x ... constante sin dimensiones (para la mayoría de los ríos cae entre 0.1 y 0.3).

Si existen datos de otras avenidas, K y x pueden ser estimados haciendo un gráfico de S versus $|x I + (1 - x) O|$ para varios valores de x. El mejor valor de x es aquel que hace tomar a la curva la forma más cercana a una línea recta. La pendiente de dicha recta es el valor de K (figura 9.7)

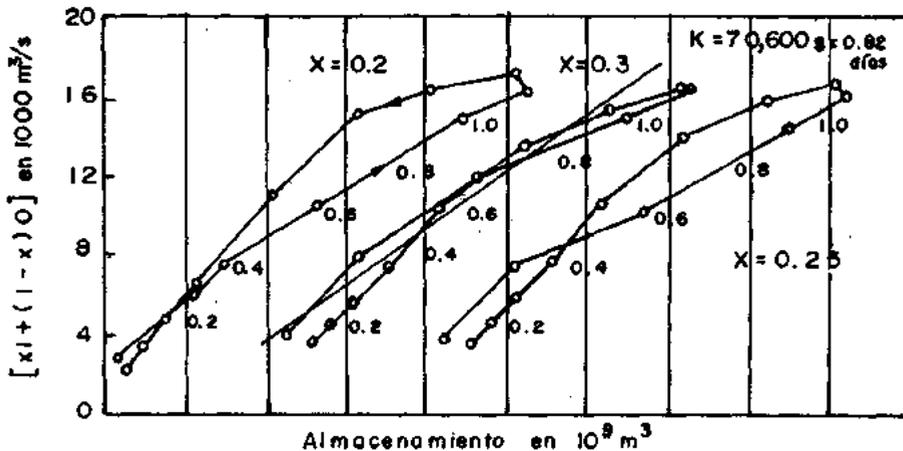


FIG. 9.7 METODO DE MUSKINGUM

Si el almacenamiento está dado en $m^3/\text{seg} \times \text{día}$ y los caudales están dados en m^3/seg , K tiene unidades de días.

Si se escribe la ecuación 9.4 para S_1 y S_2 y se reemplaza en la 9.2a, se obtiene, resolviéndola para O_2 :

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (9.5)$$

donde:

$$C_0 = - \frac{K x - 0.5 \Delta t}{K - K x + 0.5 \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{K x + 0.5 \Delta t}{K - K x + 0.5 \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{K - K x - 0.5 \Delta t}{K - K x + 0.5 \Delta t} \quad (9.6)$$

Se verifica que $C_0 + C_1 + C_2 = 1$

En estas ecuaciones Δt es el período de tránsito en las mismas unidades de K . Con los valores de K , x y t establecidos, se puede calcular los valores de C_0 , C_1 y C_2 . El cálculo del tránsito se reduce a resolver la ecuación 9.5, con los valores O_2 de un período transformándose en los valores O_1 del período siguiente (tabla 9.3).

TABLA 9.3 METODO DE MUSKINGUM

Hora	I	$C_0 I_2$	$C_1 I_1$	$C_2 O_1$	O
—	—				
—	—				
—	—				
—	—				
—	—				

9.4 Problemas

Problema 9.1

Dados los hidrogramas tabulados abajo, encontrar el almacenamiento en el tramo y hacer un gráfico del almacenamiento en cualquier instante como una función del flujo simultáneo de salida. Considere nulo el influjo local.

Fecha	Hora	I pie ³ /seg	O pie ³ /seg	Fecha	Hora	I pie ³ /seg	O pie ³ /seg
1	M	40	40	7	N	245	394
2	N	35	39		M	192	307
	M	37	37	8	N	144	235
3	N	125	52		M	118	180
	M	340	130	9	N	95	142
4	N	575	287		M	80	114
	M	722	472	10	N	67	93
5	N	740	624		M	56	77
	M	673	676	11	N	50	64
6	N	456	638		M	42	55
	M	320	574				

M ... medianoche
N ... mediodía

Problema 9.2

Un embalse pequeño tiene un espejo de agua de 300 acres cuando el agua está al nivel del aliviadero; las bancas son esencialmente verticales por encima de este nivel. El aliviadero tiene 15 pies de largo y un coeficiente de 3.75. Con el hidrograma de entrada del problema anterior, calcular el máximo nivel del embalse y la descarga máxima esperada si el embalse está inicialmente a nivel del vertedero a la medianoche del día primero (1 acre = 43,560 pies²).

Problema 9.3

Encontrar K y x de Muskingum para el problema 9.1.

Problema 9.4

Utilizando el hidrograma de salida del problema 9.1 como entrada a un tramo con K = 27 horas y x = 0.2, encontrar el caudal pico de salida utilizando el método de Muskingum.

10.1 Introducción

De la referencia 9 extraemos los siguientes comentarios, con ciertos ajustes para su adaptación al presente texto.

El objetivo básico de la aplicación de la estadística en Hidrología es el análisis de la información hidrológica en forma de muestras, a fin de inferir las características con que debe ser esperado en el futuro el fenómeno que se estudia. El avance en el campo de las computadoras y el desarrollo creciente de métodos numéricos han dado una importancia particular al uso de la estadística en todas las ciencias naturales, especialmente en Hidrología.

Existe en muchos la idea de que la estadística es usada sólo cuando no es posible dar una solución exacta a un problema hidrológico. En esta interpretación la solución exacta es una solución determinística del problema. Sin embargo, se puede demostrar que la solución determinística constituye una solución particular de la solución estadística o probabilística.

En forma general, la mayoría de los problemas hidrológicos se pueden agrupar en tres categorías principales de acuerdo al objetivo principal del proyecto:

- a. Diseño de estructuras hidráulicas, siendo necesaria la evaluación y cuantificación de los valores extremos (máximos y mínimos) del escurrimiento superficial.
- b. Satisfacción de demandas, siendo necesario evaluar y cuantificar las descargas disponibles en el punto de interés.
- c. Diseño y operación de embalses, siendo necesario evaluar y cuantificar la variación del escurrimiento superficial en todas sus características estadísticas, como valores medios, máximos y mínimos.

En cada una de las tres categorías mencionadas se presentan diferentes tipos de problemas, dependiendo la simplicidad o complejidad de la solución del tipo, cantidad y calidad de la información disponible, así como de la magnitud del proyecto. Los casos más comunes que se presentan en cada una de las tres categorías mencionadas son:

1. Cuencas con suficiente información hidrológica. Este es el caso más optimista donde se pueden aplicar todo tipo de metodologías existentes.
2. Cuencas con escasa información hidrológica. En este caso se pueden desarrollar modelos que relacionen las precipitaciones con las descargas, mediante el uso de la regresión simple o múltiple, lineal o no lineal.
3. Cuencas sin información hidrológica. Este es el caso más crítico y el más común, el cual puede resolverse mediante un análisis regional.

Conviene recordar aquí que las técnicas probabilísticas se aplican a la información hidrológica sólo después que ésta ha sido sometida a un tratamiento previo en que se atiende: el relleno de la información, el análisis de consistencia y la extensión del registro. Para este trabajo previo resulta fundamental la referencia 8.

10.2 Uso de Modelos Probabilísticos

Los fenómenos que se presentan en la ingeniería pueden clasificarse, desde el punto de vista de la certeza de su ocurrencia, en determinísticos y probabilísticos. Si la ocurrencia de las variables en un proceso es cierta, es decir si las variables siguen una ley determinada se habla de un proceso determinístico. En cambio, si se toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia y la falta de certeza existente, entonces se habla de un proceso de naturaleza probabilística. Es conveniente hacer notar que la gran mayoría de los procesos que interesan al ingeniero, en especial en el campo de la Hidrología, pertenecen a la categoría de fenómenos probabilísticos.

Entre los procesos probabilísticos es necesario distinguir los probabilísticos a secas de los probabilísticos estocásticos o simplemente estocásticos. Se denomina proceso estocástico a aquél en el que las características de las variables aleatorias varían con el tiempo. En un proceso probabilístico, independiente de la variable tiempo, la secuencia de las variables no interesa y se supone que ellas siguen un determinado comportamiento dado por el modelo probabilístico o distribución de frecuencias. En el presente texto sólo en el apartado 10.7 se hace una breve referencia a los procesos estocásticos.

Dada pues una variable aleatoria, interesará describir la probabilidad de ocurrencia de los distintos estados. Esto se consigue gracias a un modelo matemático de su comportamiento o modelo probabilístico. Esta distribución probabilística permite calcular:

1. Las probabilidades de los distintos estados o valores que puede tomar la variable aleatoria.
2. La probabilidad de tener valores mayores o menores que un determinado límite.
3. Los valores de probabilidad de ocurrencia asociados a cada valor de la variable aleatoria.

En resumen, puede decirse que el modelo probabilístico o distribución permite conocer y manejar fácilmente el comportamiento de la variable y sintetiza toda la información sobre probabilidades asociadas a cada estado.

Según se trate de variables discretas o continuas, se usarán modelos de distribución probabilísticos discretos o continuos. Serán modelos discretos aquéllos cuya función densidad de probabilidad y función de probabilidad acumulada se encuentran definidas para determinados valores que puede tomar la variable.

Las principales distribuciones discretas son:

1. Distribución binomial
2. Distribución de Poisson

Las principales distribuciones continuas son:

1. Distribución uniforme
2. Distribución normal
3. Distribución logarítmico-normal
4. Distribución Gamma
5. Distribuciones de valores extremos
 - a. Tipo I o tipo exponencial (ley de Gumbel)
 - b. Tipo II o tipo Cauchy
 - c. Tipo III o distribuciones truncadas
6. Distribución Chi cuadrado

Una vez que el ingeniero, en base a su experiencia, escoge el modelo probabilístico que va a usar debe proceder a calcular los parámetros de su modelo y después revisar si este modelo es consistente con la realidad. Ambas cosas las hace con los datos observados (registro o muestra). Para la estimación de los parámetros hay disponibles dos métodos:

- el método de los momentos
- el método de máxima verosimilitud

Y para el estudio de la consistencia dos grupos de métodos:

- * métodos gráficos
- * métodos cuantitativos:
 - test Chi cuadrado
 - test W
 - test Student
 - test de Kolmogoroff.

10.3 Análisis de Frecuencia de Valores Extremos

En este apartado se describe el análisis de frecuencia de valores extremos referido a caudales, es decir el análisis a que son sometidos los caudales máximos anuales. El objeto es calcular el caudal de diseño de estructuras como los aliviaderos de las presas de embalse.

Supongamos que se cuenta con el registro de caudales máximos mensuales de una serie de 30 años (caudales en m^3/seg):

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1959	102	110	205	40	20	15	10	8	5	5	4	2
1960	80	90	85	30	12	8	6	2	2	1	0	0
1961	16	96	74	42	36	25	14	6	8	8	6	16
1962	95	125	196	45	31	21	16	15	15	14	3	2
⋮												
1988	97	116	91	50	28	19	12	11	6	5	2	12

Como esta serie abarca toda la información disponible es denominada se

rie de duración completa. La serie anual máxima se obtiene eligiendo el valor máximo de cada año:

1959	205
1960	90
1961	96
⋮	
1988	116

10.3.1 Posiciones de Trazado

Una vez seleccionada la serie con la que se va a realizar el análisis de frecuencia se ordenan los valores de mayor a menor, prescindiendo del año de ocurrencia:

m	Q
1	220
2	196
3	116
⋮	⋮
n = 30	78

Luego es necesario asignarle a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia o frecuencia (P) que se asigna a cada valor de la serie es lo que se conoce como posición de trazado. Su inversa es el período de retorno (T).

A través del tiempo diferentes autores han desarrollado fórmulas para determinar posiciones de trazado (tabla 10.1).

De todas las fórmulas propuestas la que mejor aceptación ha tenido hasta el momento es la de Weibull. En el ejemplo:

m	Q	P	T
1	220	0.032	31
2	196	0.064	15.5
3	116	0.097	10.3
⋮			
n = 30	78	0.968	1.03

Las cifras de la tabla final deben interpretarse así: existe una probabilidad del 6.4% de que el valor 196 m³/seg sea igualado o excedido ~~2 veces en 30 años~~; también: es probable que el caudal de 196 m³/seg se presente una vez cada 15.5 años en promedio
 ↘ 1 vez en 30 años en promedio

TABLA 10.1 POSICIONES DE TRAZADO

N = 10

Nombre	Año	Probabilidad de excedencia (P)	m = 1		m = 5	
			P	T	P	T
California	1923	$\frac{m}{N}$	0.10	10	0.500	2
Hazen	1930	$\frac{2m - 1}{2N}$	0.05	20	0.450	2.2
Weibull	1939	$\frac{m}{N + 1}$	0.091	11	0.455	2.2
Chegodayev	1955	$\frac{m - 0.3}{N + 0.4}$	0.067	14.9	0.451	2.2
Blom	1958	$\frac{m - 3/8}{N + 1/4}$	0.061	16.4	0.451	2.2
Tukey	1962	$\frac{3m - 1}{3N + 1}$	0.065	15.4	0.451	2.2
Gringorten	1963	$\frac{m - 0.44}{N + 0.12}$	0.055	18.2	0.447	2.2

N = número total de valores de la muestra

m = número de orden de los valores ordenados de mayor a menor

10.3.2 Ley de Gumbel

De las varias distribuciones de valores extremos hay dos que tienen mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de las crecidas de los ríos: la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel y la distribución log-Pearson tipo III.

Vente Chow ha encontrado que estas distribuciones pueden expresarse en la forma:

$$x = \bar{x} + K \sigma_x$$

x ... caudal con una probabilidad dada

\bar{x} ... media de la serie de caudales pico

σ_x ... desviación estándar de la serie

K ... un factor de frecuencias definido por cada distribución. Es una función del nivel de probabilidad asignado a x.

La ley de Gumbel está dada por la expresión:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (10.1)$$

P ... probabilidad de que un valor x sea igualado o excedido
 y ... variable reducida, dada por la expresión:

$$y = a(x - u)$$

u ... moda de la distribución

a ... parámetro de dispersión

Para una muestra de tamaño finito, Gumbel encontró que:

$$u = \bar{x} - \sigma_x \frac{\bar{y}_n}{\sigma_n}$$

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma_x}$$

\bar{y}_n ... valor medio esperado de la variable reducida

σ_n ... desviación estándar de la variable reducida.

Y también que \bar{y}_n , σ_n , son funciones sólo del tamaño de la muestra.

n	20	30	40	50	100	200
\bar{y}_n	0.52	0.54	0.54	0.55	0.56	0.57
σ_n	1.06	1.11	1.14	1.16	1.21	1.24

Reemplazando valores:

$$y = ax - au$$

$$= \frac{\sigma_n}{\sigma_x} x - \frac{\sigma_n}{\sigma_x} \left(\bar{x} - \sigma_x \frac{\bar{y}_n}{\sigma_n} \right)$$

$$= \frac{\sigma_n}{\sigma_x} x - \frac{\sigma_n}{\sigma_x} \bar{x} + \bar{y}_n$$

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_x} x = \frac{\sigma_n}{\sigma_x} \bar{x} + y - \bar{y}_n$$

$$x = \bar{x} + \frac{y - \bar{y}_n}{\sigma_n} \sigma_x \quad (10.2)$$

$$x = \bar{x} + K \sigma_x \quad (10.3)$$

Con la ecuación 10.3 es posible hallar los caudales con largos períodos de recurrencia (avenida centenaria, avenida milenaria, avenida diezmilenaria). Esta ecuación es la ecuación de una línea recta en papel probabilístico de Gumbel (página 168). Precisamente la manera de comprobar que el modelo de Gumbel es el apropiado para el problema en estudio consiste en graficar la recta y plotear los puntos de la muestra; deberá cumplirse que todos los puntos caen alineados cerca de la recta.

Ejemplo 10.1

Hallar el valor de K para una probabilidad de 1% si se trabaja con una muestra de 40 años.

$$P = 0.01$$

De la ecuación 10.1: $y = 4.600$

$$\begin{aligned} \text{Para } n = 40 \rightarrow \bar{y}_n &= 0.54 \\ \sigma_n &= 1.14 \end{aligned}$$

De modo que:

$$K = \frac{y - \bar{y}_n}{\sigma_n} = 3.55$$

Como $T = \frac{1}{p} = 100$, se indica $K_{100} = 3.55$

Ejemplo 10.2

Usando el registro de caudales que se acompaña, encontrar las crecidas de los 10, 100 y 1,000 años, utilizando la distribución de Gumbel. Los caudales están en pie³/seg.

Año	Q _{máx}	Año	Q _{máx}	Año	Q _{máx}
1969	36,600	1976	53,100	1983	49,600
1970	69,900	1977	58,800	1984	58,600
1971	99,000	1978	64,100	1985	39,700
1972	76,200	1979	77,800	1986	38,200
1973	62,600	1980	71,200	1987	103,000
1974	44,200	1981	59,600	1988	47,900
1975	49,200	1982	55,100		

Ordenando los caudales de mayor a menor:

m	Q	T	m	Q	T
1	103,000	21.0	11	58,600	1.91
2	99,000	10.5	12	55,100	1.75
3	77,800	7.0	13	53,100	1.62
4	76,200	5.25	14	49,600	1.50
5	71,200	4.2	15	49,200	1.40
6	69,900	3.5	16	47,900	1.31
7	64,100	3.0	17	44,200	1.24
8	62,600	2.63	18	39,700	1.17
9	59,600	2.33	19	38,200	1.11
10	58,800	2.1	n = 20	36,600	1.05

Para $n = 20 \rightarrow \bar{y}_n = 0.52$
 $\sigma_n = 1.06$

Para	T = 10	T = 100	T = 1,000
P =	0.1	0.01	0.001
y =	2.25	4.60	6.91
K_{10} =	1.63	$K_{100} = 3.85$	$K_{1000} = 6.03$

Además: $\bar{x} = 60,720$
 $\sigma_x = 18,233.65$

De modo que:

$$Q_{10} = 90,441 \quad Q_{100} = 130,920 \quad Q_{1000} = 170,669 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

Como comprobación, ploteando los tres puntos encontrados (Q,T) en papel probabilístico de Gumbel deben caer en una misma línea recta; además todos los puntos de la muestra deben caer en o cerca de esta recta.

10.3.3 Distribución Log-Pearson Tipo III

Para el uso de esta distribución se convierten los valores de la serie a sus logaritmos decimales y se hallan los siguientes parámetros:

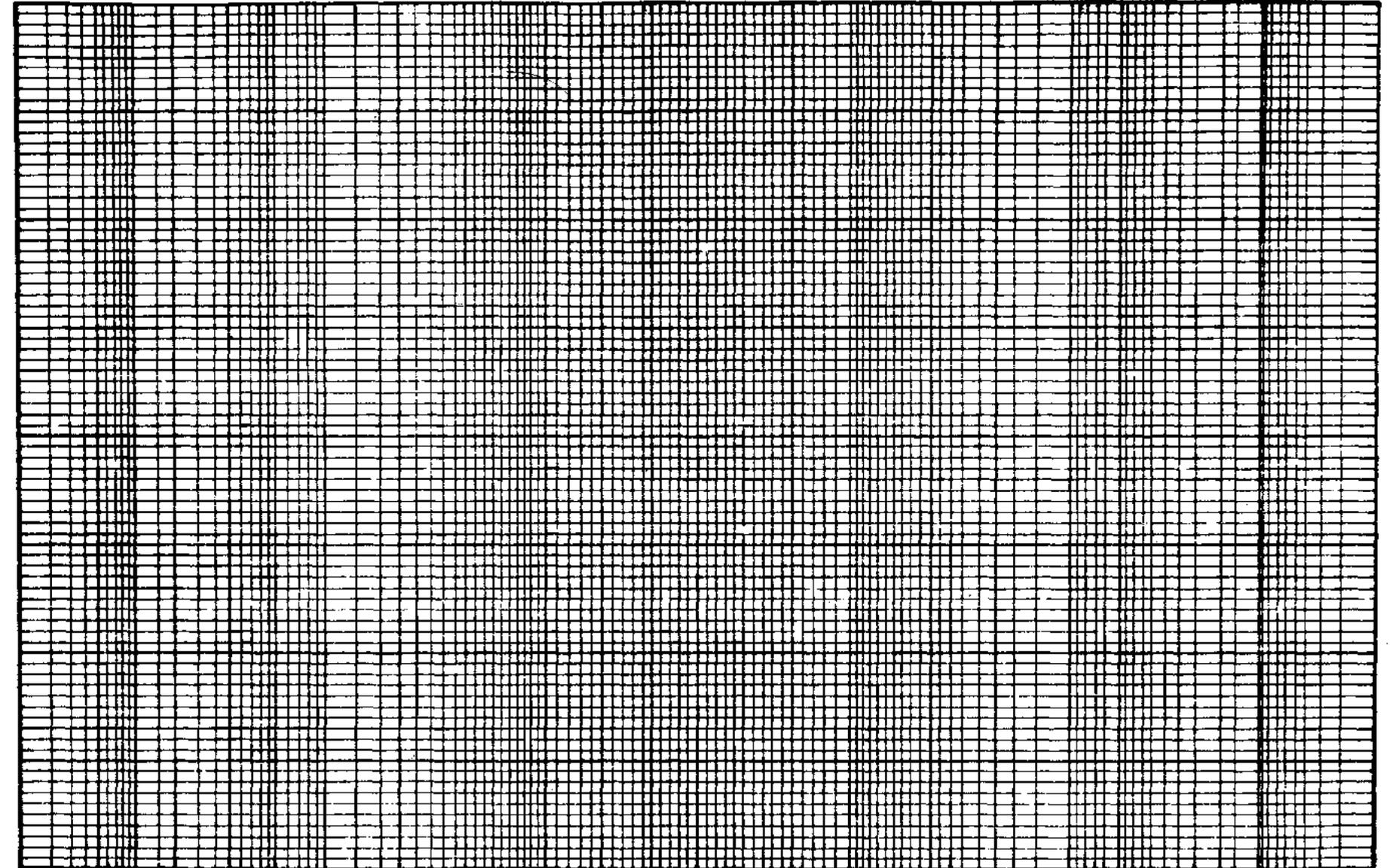
media $\overline{\log x} = \frac{\sum \log x}{n}$

desviación estándar $\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n - 1}}$

Coefficiente de asimetría $Ag = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{\log x})^3}$

El valor de x para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de:

99.99 99.9 99.8 99 98 95 90 80 70 60 50 40 30 20 10 5 2 1 0.5 0.2 0.1 0.05 0.01



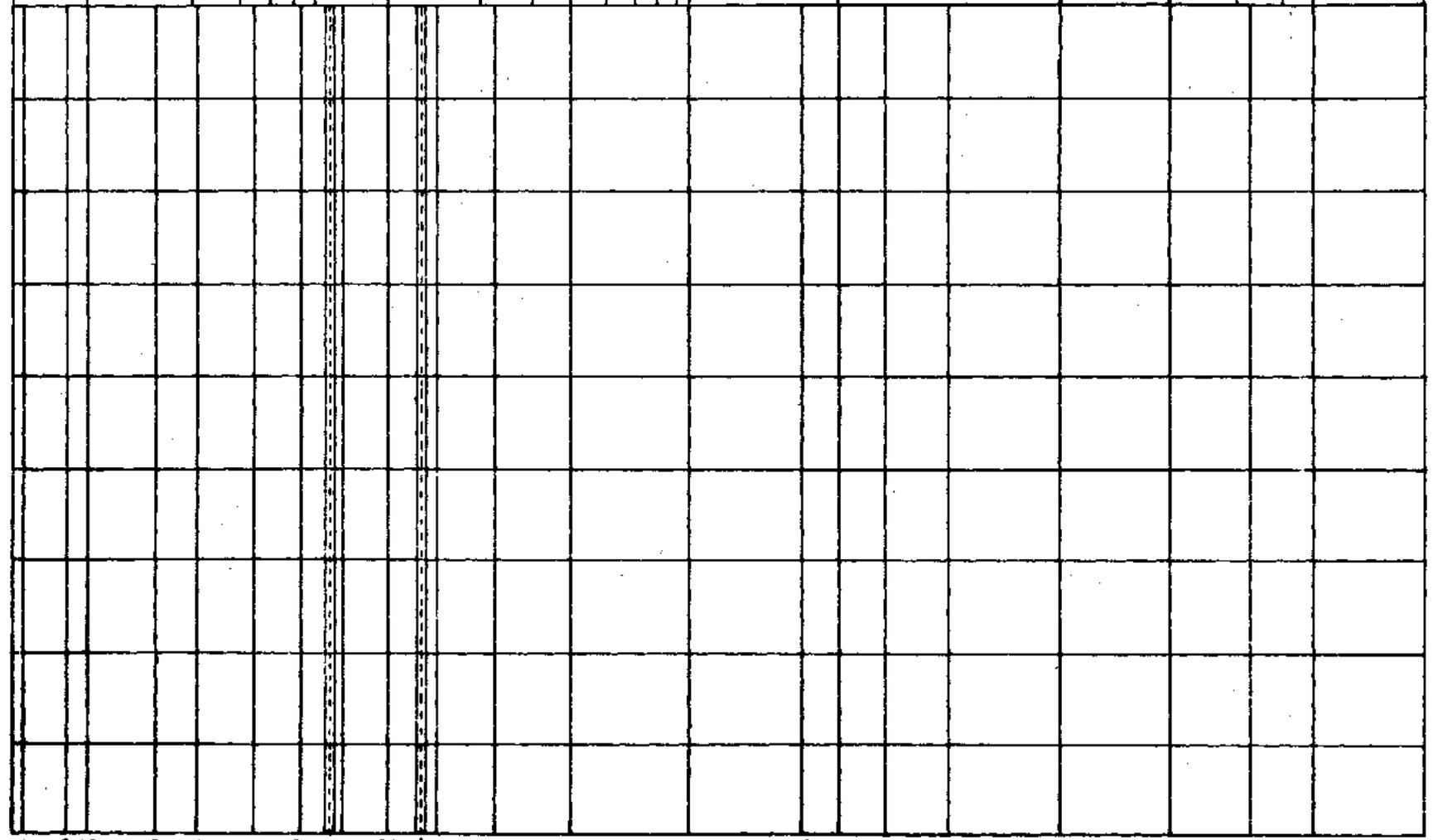
167

0.01 0.05 0.1 0.2 0.5 1 2 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 95 98 99 99.8 99.9 99.99

PAPEL DE PROBABILIDAD NORMAL

PERIODO DE RETORNO (años)

1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 2 3 4 5 10 25 50 100 200 300 400 500 1000



.1 .5 1.0 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 95 96 97 98 99 99.5 99.7 99.8 99.9

PROBABILIDAD $\left[\frac{m}{n+1} \cdot 100 \right]$

-2.0 -1.5 -1.0 -0.5 0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0

VARIABLE REDUCIDA

PAPEL DE PROBABILIDAD DE GUMBEL

$$\log x = \overline{\log x} + K \sigma_{\log x} \quad (10.4)$$

Los valores de K se toman de la tabla 10.2

TABLA 10.2 VALORES DE K EN LA ECUACION 10.4

Coeficiente de asimetría	Período de retorno, años							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Nivel de probabilidad, porcentaje							
Ag	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0	-2,326	-0,842	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-3,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-4,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

El método consiste en plotear 2 puntos (Q, T) y trazar la línea recta que los une, en papel de probabilidad log-normal. Se prolonga esta recta para encontrar el caudal con período de retorno grande.

10.3.4 Eventos Históricos

Algunas veces, las posiciones de trazado calculadas deben ser modificadas. Esto sucede cuando existen antecedentes históricos que permiten suponer que en el lugar en estudio han ocurrido crecidas que vale la pena tomar en cuenta. Veamos tres ejemplos de casos en que hay que considerar eventos históricos.

Primer Caso:

Se tiene el registro de los últimos 30 años, pero se sabe que la mayor crecida de este período es la mayor ocurrida en los últimos 80 años. A la mayor crecida del período habrá que asignarle una probabilidad de $1/81$. Para la segunda mayor crecida el cálculo se hace en forma normal ($2/31$, etc).

Segundo Caso:

Se tiene el registro de los últimos 30 años, pero se sabe que en 1909 hubo una crecida, de magnitud conocida, que es la mayor hasta la fecha (80 años). La probabilidad de esta crecida será $1/81$. Para las crecidas medidas el cálculo se hace en forma normal.

Tercer Caso:

Se tiene el registro de los últimos 30 años, pero se sabe que en 1909 ocurrió una crecida, de magnitud conocida, que es la segunda en orden de magnitud en relación con las medidas. Las probabilidades se calculan así:

mayor crecida de todas	$1/81$
segunda crecida de todas	$2/81$
segunda crecida del registro	$2/31$
tercera crecida del registro	$3/31$, etc

10.3.5 Longitud de Registro

Un problema que siempre ha preocupado a los hidrólogos es cuantificar el error cometido al trabajar con registros de pocos años en la estimación de caudales con altos períodos de retorno.

Benson, ingeniero del U.S. Geological Survey, partió de una lista hipotética de 1000 crecidas que definían una recta de frecuencia, de base o referencia, trazada en papel probabilístico de valores extremos. Este registro lo dividió en forma aleatoria en 100 registros de 10 años, 40 de 25 años, 20 de 50 y 10 de 100. Para cada uno de estos 170 registros se dibujó su recta de frecuencia y todas se compararon con la recta base.

Entre la crecida anual media calculada con diferentes longitudes de registro y la crecida anual media base se obtuvieron las siguientes diferencias: 28% para registros de 10 años, 14%

para registros de 25 años, 12% para los de 50 años y 5% para los de 100 años. Esto da una idea de lo que puede esperarse en la estimación de la crecida anual media con registros cortos.

Se observó que la diferencia entre la crecida anual media base y las crecidas anuales medias determinadas gráficamente en la ordenada correspondiente a un período de retorno de 2.33 años, no diferían en más de 1.5%. Ello permite concluir que es posible calcular gráficamente el promedio sin error apreciable.

Se estudió también los valores de las crecidas de períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años determinadas con los registros de distintas longitudes, mediante la ley de Gumbel. Los resultados se resumen en la tabla 10.3.

TABLA 10.3 LONGITUDES DE REGISTRO NECESARIAS

T	Precisión 25%		Precisión 10%	
	80% de las veces	95% de las veces	80% de las veces	95% de las veces
2.33	--	12	25	40
10	8	18	38	90
25	12	31	75	105
50	15	39	90	110
100	--	48	100	115

Estos resultados muestran que el 95% de las veces un registro de 39 años de longitud permite definir la crecida de los 50 años, con una precisión del 25%. Se tiene también que el 95% de las veces un registro de 12 años permite definir la crecida anual media con el 25% de error.

Las cifras de este estudio no pueden aplicarse a otras curvas de frecuencia, pero son bastante indicativas de la variación que puede esperarse al trabajar con registros de pequeña longitud. Visto de otro modo, se nota la conveniencia de extender un registro corto antes de realizar con él un análisis de frecuencia.

10.3.6 Probabilidad de Diseño

Frente a un caso concreto el ingeniero debe decidir el período de retorno de su crecida de diseño. Para ello debe precisar en primer término la vida útil de la obra; luego se preguntará sobre la probabilidad de ocurrencia de crecidas durante ese período. Escogiendo un porcentaje adecuado de riesgo determinará el período de retorno de la crecida de diseño y procederá a calcular la magnitud de ésta con la ley de Gumbel o la distri-

bución log-Pearson tipo III; o mejor aún, con las dos a fin de tomar el promedio.

El período de retorno se ha venido manejando como un valor medio. Es decir, el suceso son período de retorno de T años será excedido una vez cada T años en promedio; pero también será excedido en más de la mitad de las veces en una serie de T años.

Aclaremos. Supongamos un evento de T = 10 años; la probabilidad de no excedencia en un año cualquiera es $(1-0.1) = 0.9$ y la probabilidad de no excedencia durante un período de 10 años es $0.9^{10} = 0.35$. O lo que es lo mismo, la probabilidad de excedencia de un suceso con un período de retorno de 10 años en un período de 10 años es 65%.

La fórmula a usar es pues:

$$(1 - P)^n = \text{probabilidad de no excedencia}$$

$$\left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = \text{probabilidad de no excedencia} \quad (10.5)$$

n ... período de diseño o vida útil de la obra.

Con la 10.5 puede calcularse el período de retorno a usar asociado a un período de diseño o vida útil y a un nivel de probabilidad asignado. Así es como se ha construido la tabla 10.4

TABLA 10.4 PERIODOS DE RETORNO

Período de diseño (n)	Probabilidad de no exceder				
	0.01	0.25	0.50	0.75	0.99
2	1.1	2.0	3.4	7.5	200
5	1.7	4.1	7.7	17.9	498
10	2.7	7.7	14.9	35.3	996
20	4.9	14.9	29.4	70.0	1,990
30	7.0	22.2	43.0	105.0	3,330
50	11.4	36.6	72.0	175.0	5,000
100	22.2	72.5	145.0	345.0	10,000

La tabla 10.4 indica que existe una probabilidad igual a 1% de tener un evento con período de retorno de 996 años en un período de diseño de 10 años. Indica también que si se quiere correr un riesgo de 25% para una estructura de vida útil 50 años, debe ser diseñada con un caudal pico de período de retorno 175 años.

Toma de decisión

El estudio de las avenidas de largo período de retorno tiene una aplicación importante en el funcionamiento de los vertederos de demasías de las presas de embalse. Por esta razón el breve comentario que sigue se refiere a estas obras.

La selección de la magnitud de la avenida de proyecto es algo sumamente complejo y que debe ser encarado por ingenieros experimentados en estudios de avenidas. Básicamente se toman en consideración los efectos derivados de un eventual fracaso de la obra. La determinación de los daños probables no debe limitarse a las condiciones que existen en la época de la construcción. Deben, por el contrario, evaluarse los futuros aprovechamientos en la llanura de inundación aguas abajo, como viviendas, granjas, caminos, puentes y otros.

Las presas que forman grandes vasos, construidos en los ríos principales, con un elevado potencial de escurrimiento, sin duda pueden considerarse en la categoría de muy peligrosas. En estos casos deberá asumirse un criterio conservador, tomando como base que no se podría tolerar una falla debido a la probable pérdida de vidas y debido a los daños potenciales que pueden alcanzar las proporciones de una catástrofe. En cambio, las pequeñas presas construidas en corrientes aisladas en áreas rurales, donde la falla ni amenaza la vida humana ni produciría daños mayores, se pueden considerar en la categoría de poco riesgo. En este caso, el criterio de diseño se puede establecer en una base mucho menos conservadora.

En los Estados Unidos, los vertederos de demasías de las grandes presas, cuando existe un gran peligro de vidas humanas, son diseñados para la creciente más desfavorable posible llamada creciente máxima probable (CMP). La experiencia demuestra que la CMP es mayor que aquellas que pueden ser obtenidas utilizando el análisis de frecuencia. A la CMP no se le puede asignar una probabilidad realista ni es susceptible de un estudio económico; el análisis debe estar basado en la decisión de dar la máxima protección. La CMP es muy grande y casi siempre superior a las posibilidades de control; su consideración en el estudio sólo sirve para eliminar la posibilidad adicional de una falla repentina en la presa; aparte de la protección de vidas humanas puede ser útil, por ejemplo, colocar las plantas de agua potable, así como otros servicios públicos, por encima del nivel de la CMP.

La obtención de la CMP es un proceso largo, laborioso y costoso. Se determina a partir de la precipitación máxima probable (PMP). La PMP se puede obtener a partir del análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas. A partir de la PMP puede obtenerse la CMP mediante técnicas hidrológicas consistentes en el uso de modelos lluvia-escorrentía e hidrogramas unitarios. Se requiere mucha experiencia. Las condiciones extremas serán condiciones antecedentes muy húmedas, hidrograma unitario con pico muy pronunciado y embalse lleno al presentarse la tormenta.

10.3.7 Método de Grádex

Los métodos basados en distribuciones teóricas para el estudio de frecuencia de crecidas (Gumbel y log-Pearson tipo III), se basan en la utilización de registros de caudales pico. Sin embargo, los datos de caudales son por lo general cortos y relativamente escasos. Guillot y Duband elaboraron una metodología que permite evaluar los gastos máximos de crecidas utilizando registros cortos de caudales conjuntamente con registros largos de lluvias. El método consiste en extrapolar la curva de frecuencia de gastos observados, a partir de cierto valor, mediante una recta paralela a la de precipitaciones máximas diarias.

Guillot y Duband desarrollaron el método del Grádex apoyándose en las siguientes hipótesis:

1. Las precipitaciones máximas diarias siguen la ley de Gumbel o valores extremos tipo I.
2. La lluvia media diaria sobre una cuenca tiene por grádex el promedio de los grádex de las subcuencas.
Se entiende por grádex a la pendiente de la recta precipitación-probabilidad en un papel probabilístico de Gumbel. Se demuestra que es igual a la razón σ_x/σ_n .
3. La retención, a medida que aumenta la lluvia, tiende hacia un límite superior, función de las características de la cuenca y de la humedad del suelo. A medida que se alcanza un equilibrio entre el volumen de agua que llueve y el escurrido todo incremento de precipitación tiende a producir un aumento igual de volumen escurrido.

El método del grádex es aplicable a cuencas de hasta el orden de los 1,000 km² de superficie. En su aplicación se procede analizando los gastos observados hasta definir la crecida decenal y luego se extrapola la recta con el grádex medio de las precipitaciones sobre la cuenca.

De la ecuación 10.2:

$$\begin{aligned} x &= \bar{x} + \frac{y - \bar{y}_n}{\sigma_n} \cdot \sigma_x = \bar{x} + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} (y - \bar{y}_n) \\ &= \bar{x} + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} \cdot y - \frac{\sigma_x}{\sigma_n} \cdot \bar{y}_n \\ &= \left(\bar{x} - \frac{\sigma_x}{\sigma_n} \cdot \bar{y}_n \right) + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} \cdot y \end{aligned}$$

de modo que σ_x/σ_n , que se define como grádex, viene a ser la pendiente de la recta de frecuencia en papel probabilístico de Gumbel, tal como se había anticipado.

Este método fue aplicado en Chile para alrededor de 40 estaciones, alcanzando resultados bastante aceptables. Encontró que

los resultados no diferían en más de un 10% de las crecidas obtenidas siguiendo el método de Gumbel.

10.3.8 Análisis de Frecuencia Regionales

Los análisis de frecuencia regionales se refieren al establecimiento de relaciones válidas para toda la región. Para ello se requiere contar con registros en estaciones cercanas con características hidrológicas semejantes.

Método de la crecida índice

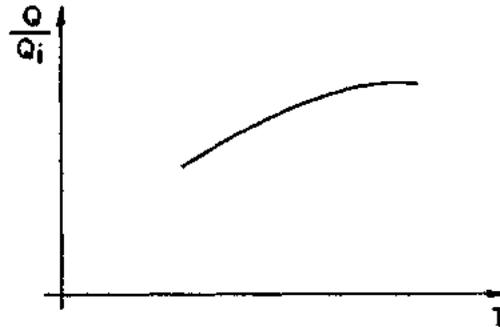
Es el utilizado por el U.S. Geological Survey en sus estudios regionales de frecuencia de crecidas. Consiste fundamentalmente en seleccionar una región de características meteorológicas y fisiográficas similares y efectuar un análisis de frecuencia para cada una de las estaciones en estudio. Estas curvas se adimensionalizan en base a una crecida índice (puede ser la crecida media), luego se superponen y se determina una sola distribución adimensional cuyo único parámetro es la crecida índice. Después se efectúa una correlación entre las crecidas índice con las características de sus cuencas y se obtiene la curva de regresión. La combinación de la distribución adimensional y la curva de regresión permite efectuar el análisis de frecuencia en cualquier cuenca de la región.

El método, paso a paso, es el siguiente:

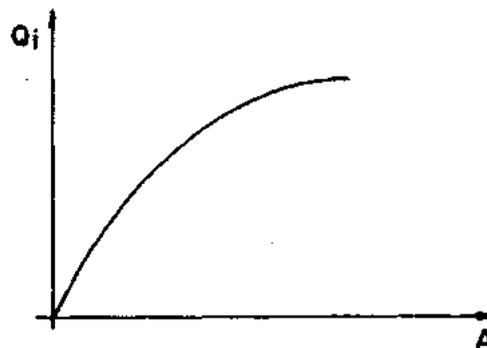
1. Se tabulan las crecidas máximas anuales de cada una de las estaciones existentes en la región, siempre que dicho registro tenga una longitud de 5 ó más años. No se deben utilizar estaciones que estén muy afectadas por obras de regulación artificial o cualquier otro factor artificial, salvo que se corrijan las inconsistencias.
2. Mediante un diagrama de barras se puede representar la longitud de cada registro. En base a este diagrama se elige la longitud del período para el cual se va a hacer el estudio (período común). Hay que tratar de elegir el período común más largo posible.
3. En base a correlaciones se extienden los registros de corta duración para que abarquen un período igual al período común elegido.
4. Se numeran las crecidas para cada estación según su magnitud, asignándole el número 1 a la mayor.
5. Se calcula el período de retorno o probabilidad de excedencia mediante la fórmula de Weibull, solamente para las crecidas medidas. A las crecidas estimadas mediante correlaciones no se les calcula período de retorno ya que no se recomienda graficarlas. Sólo se utilizan para darles un número de orden más realista a las crecidas medidas.
6. Para cada una de las estaciones, graficar las crecidas versus su probabilidad de excedencia en papel probabilístico de Gumbel y trazar las respectivas rectas de distribución.

Con cada una de estas rectas se determina gráficamente la crecida índice. Se recomienda que sea la crecida media y para su determinación se entra al gráfico con una probabilidad de excedencia de 42.9% ($T = 2.33$ años).

7. Tabular para cada una de las estaciones las razones entre el caudal para varios períodos de retorno y la crecida índice.
8. A partir de la tabla del punto 7, determinar la mediana de las razones para cada período de retorno. Graficar estos valores y luego pasar por ellos una curva que representará la curva de frecuencias regional y cuyo único parámetro es la crecida índice (Q_i).



9. En base a los datos de las crecidas índice para cada estación y a las características físicas y meteorológicas de cada cuenca determinar una ecuación de regresión con Q_i como variable dependiente. Las características físicas y meteorológicas de las cuencas son múltiples y de difícil evaluación. Afortunadamente se ha demostrado en la práctica que en la mayoría de las regiones se obtiene una buena correlación utilizando únicamente el área de la cuenca como variable independiente.



10. Utilizando las curvas determinadas en 8 y 9 se puede obtener una curva de frecuencia para cualquier sección dentro de la región en estudio.

10.3.9 Resumen del Estudio de Avenidas

A continuación se presenta un comentario de los aspectos más relevantes en el estudio de avenidas.

En cuanto a lo que se persigue.- Unas veces sólo se requiere

el caudal máximo, como en el diseño de alcantarillas, otras se requiere el hidrograma de la avenida, como en el estudio del tránsito.

En cuanto a las condiciones precedentes.- De acuerdo a la climatología del lugar, ha de precisarse si la avenida se presenta cuando en el río hay un flujo base apreciable o no. Si se están manejando precipitaciones la precisión debe ser en el sentido de que si la precipitación de diseño se presenta cuando el suelo de la cuenca está húmedo o no.

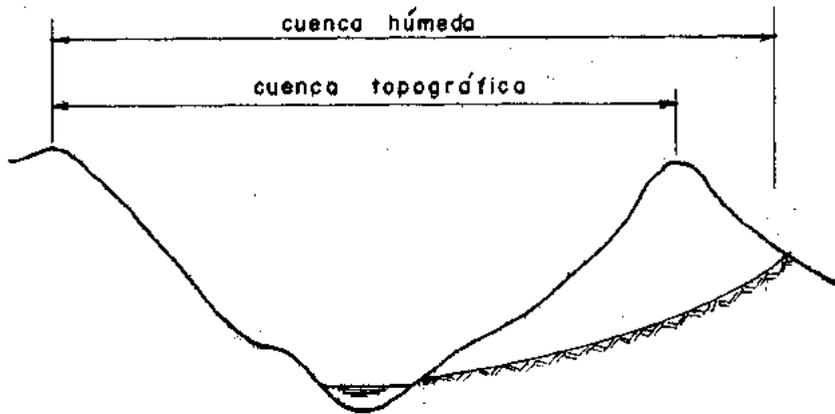
En cuanto a la información disponible.- Se presenta toda una gama de posibilidades.

- a) El caso ideal lo constituye la cuenca con estación de aforo en el punto de interés y estaciones pluviométricas repartidas, una de las cuales por lo menos es registradora. Se puede en tal caso aplicar el análisis de frecuencia a los caudales y volúmenes extremos y también se puede hacer el análisis de los hidrogramas de crecidas.
- b) Igual que el anterior, con la diferencia que es corto el período de registro de caudales. Se puede aplicar el método del Grádex.
- c) Igual que los casos a) y b), sólo que los caudales no son medidos sino inferidos a partir de valores medidos en el mismo río, aguas arriba y/o aguas abajo del punto de interés. Se aplican los mismos métodos. Se hace notar que deben evitarse los análisis de frecuencia de caudales con valores inferidos de otras cuencas.
- d) Sólo se conocen los caudales. Se aplica el análisis de frecuencia para obtener los valores de la descarga y el volumen de los T años. El hidrograma correspondiente puede obtenerse aplicando el hidrograma básico.
- e) La cuenca posee sólo las estaciones pluviométricas repartidas, una de las cuales por lo menos es registradora. Se aplica el análisis de frecuencia a las precipitaciones para obtener el valor de la precipitación de los T años y duración igual al tiempo de concentración (T_C) de la cuenca. Luego se estima la escorrentía directa correspondiente a esta precipitación aplicando el método del hidrograma unitario triangular.
- f) Igual que el anterior, pero sin ninguna estación registradora. Se puede estimar la escorrentía directa con los datos de suelos y cubierta vegetal. Es posible, además, utilizar el hidrograma básico para obtener el hidrograma aproximado de la avenida.
- g) La cuenca no posee ningún tipo de estación. Se puede utilizar el método de la sección y la pendiente para estimar el caudal máximo de la corriente. Se puede también realizar un análisis de frecuencia regional. Es posible además utilizar el hidrograma sintético para generar el hidrograma aproximado de la avenida.

En cuanto al trabajo de campo, - El estudio de avenidas, como parte del estudio hidrológico de un proyecto, es necesario que esté a cargo de un ingeniero con mucha experiencia de campo. En el campo deben reunirse todos los datos que se refieren a las características hidrológicas de la cuenca. Debe prepararse un mapa a curvas de nivel mostrando la delimitación de la cuenca y la ubicación de cada estación hidrométrica y/o pluviométrica. El ingeniero que hace el estudio de las avenidas debe hacer un recorrido de inspección sobre la cuenca, a fin de verificar las divisorias del área de drenaje y los datos de cubierta vegetal. El ingeniero experimentado sabe que ciertos detalles topográficos ejercen una influencia importante en la magnitud de la precipitación, y que algunas formaciones geológicas tienen la característica de producir elevadas descargas en las avenidas mientras que otras tienden a reducir el potencial de las avenidas. El recorrido debe incluir visitas a las cuencas vecinas si es que se prevé el uso de los registros de las cuencas vecinas en el estudio.

Casos especiales

1. Las relaciones lluvia-escorrentimiento se establecen para la hipótesis general de que la cuenca húmeda coincide con la cuenca topográfica. En estas circunstancias el coeficiente de escorrentía C tiene valores menores que la unidad. Hay ocasiones sin embargo en que esto no es así. La figura adjunta muestra cómo la presencia de un estrato impermeable puede hacer que el valor del coeficiente de escorrentimiento resulte mayor que la unidad.



Este caso requiere un estudio especial para determinar la cantidad de agua de escorrentía de que se puede disponer.

2. Las descripciones hechas en este texto, acerca de las avenidas, se refieren al caso general de avenidas que resultan de las precipitaciones pluviales sobre una cuenca sin deshielos. Hay ocasiones, sin embargo, en que los escurrimientos producidos por los deshielos son una característica dominante. En estos casos el gasto de la corriente proveniente de los deshielos puede ser grande y debe añadirse al gasto calculado para la lluvia. Además, cuando se estime el escurrimiento producido por las lluvias en estas áreas, debe considerarse que parte de la cuenca está cu-

bierta por nieve. El escurrimiento de la lluvia que cae en la nieve puede llegar a ser igual a la precipitación. Por lo tanto, las pérdidas totales por retención para la lluvia en una cuenca parcialmente cubierta por la nieve serán menores que las de la misma cuenca cuando no está cubierta por la nieve.

3. Ciertas cuencas poseen accidentes o medios que retardan el escurrimiento, como lagunas, pantanos, hojarasca y tierra vegetal porosa. Estas cuencas requieren también un estudio especial que se encarga a ingenieros con mucha experiencia.

10.4 Análisis de Frecuencia de Valores Medios

El análisis de frecuencia de valores medios (por ejemplo, gastos medios mensuales, precipitaciones anuales, volúmenes de escorrentía, etc) se efectúa con distribuciones como la normal o log normal.

En esta ocasión sólo se verán dos aspectos importantes del análisis de frecuencia de valores medios: la curva de gastos clasificados o curva de duración y el tratamiento especial que conviene darle a las series que contienen valores ceros.

Curva de Duración

En el apartado 6.5 fue descrita esta curva y la forma cómo se construye. Ahora vamos a ver de qué manera se obtiene la curva de duración a partir de registros cortos.

Una curva de duración será más representativa de las condiciones de escurrimiento en una cuenca mientras mayor sea el período de tiempo que abarquen los datos. Si se cuenta con un registro corto, se puede dibujar una curva de duración representativa de un período más largo mediante el siguiente método recomendado por el U.S. Geological Survey.

1. Se dibuja una curva de duración para la estación en estudio (A) con los registros que ella posee.
2. Se elige otra estación B de régimen fluviométrico similar y con registro más extenso. Se construye una curva de duración de esta estación B para un período de registro concurrente con el de la estación A.
3. A partir de las curvas dibujadas en 1 y 2 se determinan los caudales para varias probabilidades de excedencia. Estos puntos se llevan a un gráfico y se determina una curva de relación entre ambas estaciones.
4. Se construye luego la curva de duración de B para todo el período que tiene registros.
5. En base a las curvas determinadas en 3 y 4 se construye la curva de duración de A representativa del período de larga duración. Para ello, se entra a la curva determinada en 4 con una probabilidad de excedencia y se obtiene un caudal para B. Con ese caudal se en

tra a la curva determinada en 3 y se tiene el caudal para A con la probabilidad de excedencia dada. Repitiendo este procedimiento para varias probabilidades se puede trazar la nueva curva de duración para la estación A.

La selección de la estación de registros más largo debe hacerse considerando que debe tener condiciones climáticas y fisiográficas similares a la de la cuenca en estudio. Es por ello que debe preferirse seleccionar una estación en el mismo río. Además, la estación seleccionada y la estación en estudio deben tener un período concurrente de registros suficiente como para poder establecer una curva de relación aceptable. Otro factor que es conveniente considerar al seleccionar la estación es su distancia a la estación en estudio. A igualdad de otros factores, estaciones cercanas darán mejores relaciones que estaciones más alejadas.

Estimación de curvas de duración.

En algunas oportunidades se requieren curvas de duración en ríos que no tienen datos fluviométricos. Cuando la parte baja de la curva (caudales pequeños) no es de gran interés, se puede recurrir a la trasposición desde cuencas vecinas de curvas de duración por unidad de área. En cambio, si interesa la distribución de los caudales chicos la trasposición puede no ser aceptable ya que ellos dependen en gran medida de las características geológicas de la cuenca.

Análisis de frecuencia de datos con ceros

Al intentar hacer un análisis de frecuencia de cierto tipo de datos como por ejemplo, datos de valores medios, crecidas en cuencas pequeñas de regiones áridas, etc, es fácil encontrar muestras que contengan valores cero. El problema se presenta porque las distribuciones comunes no se ajustan a una serie con esas características. Por esta razón, Jennings y Benson desarrollaron un método basado en probabilidades condicionadas que permite realizar en forma fácil el análisis de frecuencia de una serie del tipo señalado.

En la figura se indica el espacio muestral y los diferentes eventos que se van a considerar.

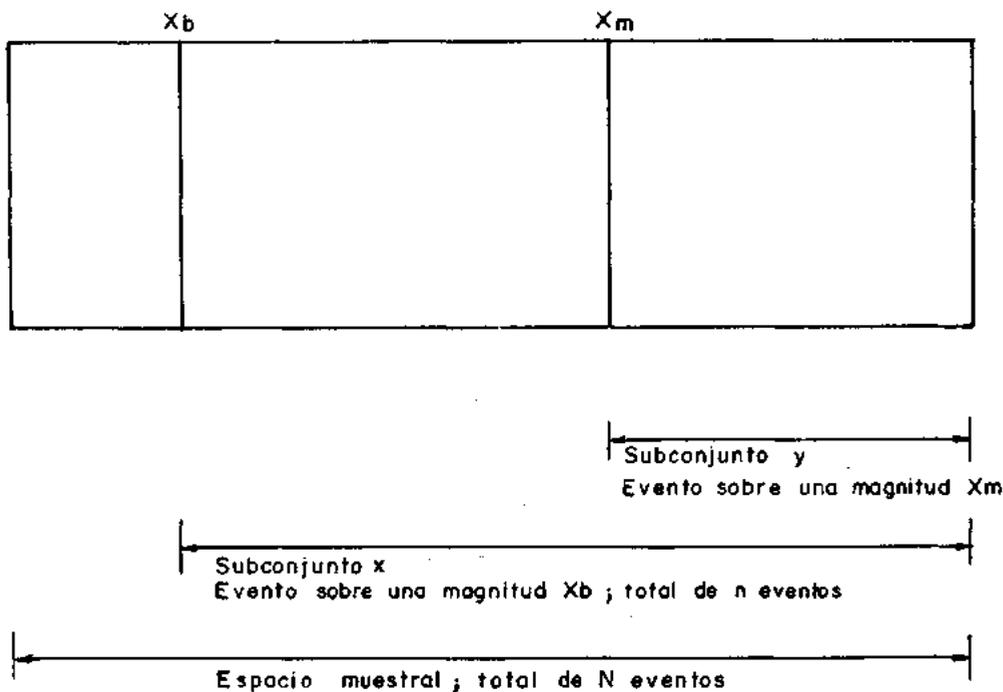
La fórmula para probabilidades condicionadas indica que:

$$P(y/x) = \frac{P(y \cdot x)}{P(x)}$$

De acuerdo a la figura la intersección de y,x es y de modo que:

$$P(y/x) = \frac{P(y)}{P(x)}$$

Luego: $P(y) = P(x) \cdot P(y/x)$



La probabilidad de que ocurra el evento x es igual a n/N , de manera que:

$$P(y) = \frac{n}{N} P(y/x)$$

La última ecuación expresada en términos hidrológicos y haciendo $x_b=0$, quedaría:

$$\text{Prob} (\text{evento} > x_m) = \frac{n}{N} \text{Prob} (\text{evento} > x_m / \text{evento} > 0) \quad (10.6)$$

De acuerdo con lo anterior, para obtener las probabilidades de excedencia de una serie con valores nulos, se efectúa un análisis de frecuencia de la serie que contiene todos los valores mayores que cero y luego se multiplican estas últimas probabilidades por la razón n/N .

10.5 Análisis de Frecuencia de Precipitaciones

Lo estudiado sobre análisis de frecuencia de crecientes se aplica también a las precipitaciones. No obstante los numerosos estudios comparativos realizados con las diferentes distribuciones no se ha llegado a una conclusión general definitiva.

Los valores de la precipitación máxima horaria o diaria se ajustan bien a distribuciones tales como la de valores extremos tipo I y log-Pearson tipo III.

En zonas húmedas el valor medio es alto y por lo tanto la precipitación mensual, estacional o anual se aproximan bien a una distribución normal. En zonas áridas los valores se ajustan mejor a distribuciones como la log-normal y las transformadas de la distribución normal.

Curvas intensidad-duración-frecuencia

En el apartado 2.7 se describió la forma de obtener las curvas intensidad-duración-frecuencia. En el manejo de la fórmula racional (apartado 7.3) se vió la aplicación de estas curvas para obtener el valor de i que entra en dicha fórmula.

Lamentablemente, los registros pluviográficos son escasos, de modo que el procedimiento descrito para obtener las curvas pocas veces es aplicable en la práctica. Esta situación ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar tal deficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente. Frederick Bell (1969) publicó un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad-duración-frecuencia, a partir de datos recogidos principalmente en Estados Unidos. El argumento físico en que se apoyó es el hecho de que las lluvias extremas de menos de dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares en todas las regiones del mundo.

La expresión matemática propuesta por Bell es la siguiente:

$$p_t^T = (0.21 T + 0.52)(0.54 t^{0.25} - 0.50) p_{60}^{10} \quad (10.7)$$

t ... duración en minutos

T ... período de retorno en años

p_t^T ... precipitación caída en t minutos con período de retorno T años.

La fórmula es aplicable a lluvias de menos de dos horas de duración y con períodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años. Estudios hechos en diferentes partes del mundo han conducido a valores sensiblemente iguales para todos los lugares. Se observa que se requiere conocer la precipitación de una hora de duración y 10 años de período de retorno.

En realidad no siempre se cuenta con información de lluvias de una hora de duración. Pero Espíldora, obtuvo en Chile que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora es más o menos constante e igual a 4.04. Esto hace posible obtener la lluvia p_{60}^{10} que entra en la fórmula, a partir de las lluvias máximas diarias cuyos registros son más frecuentes.

El procedimiento completo entonces viene a ser el siguiente. A partir de los registros de precipitaciones máximas diarias obtener, mediante un análisis de frecuencia, la magnitud de la lluvia con período de retorno 10 años. Usando el coeficiente de Espíldora tener p_{60}^{10} y luego aplicar la fórmula de Bell. Por último, calcular, a partir de las magnitudes encontradas de lluvia, las intensidades correspondientes a fin de poder construir las curvas intensidad-duración-frecuencia.

Mapas de lluvia-duración-frecuencia

En vez de intensidades se grafican otras veces las cantidades de lluvia, siempre para diferentes duraciones y frecuencias, lográndose confeccionar mapas regionales e incluso para todo el país. Estados Unidos, por ejemplo, tiene mapas de lluvia para duraciones entre 30 minu-

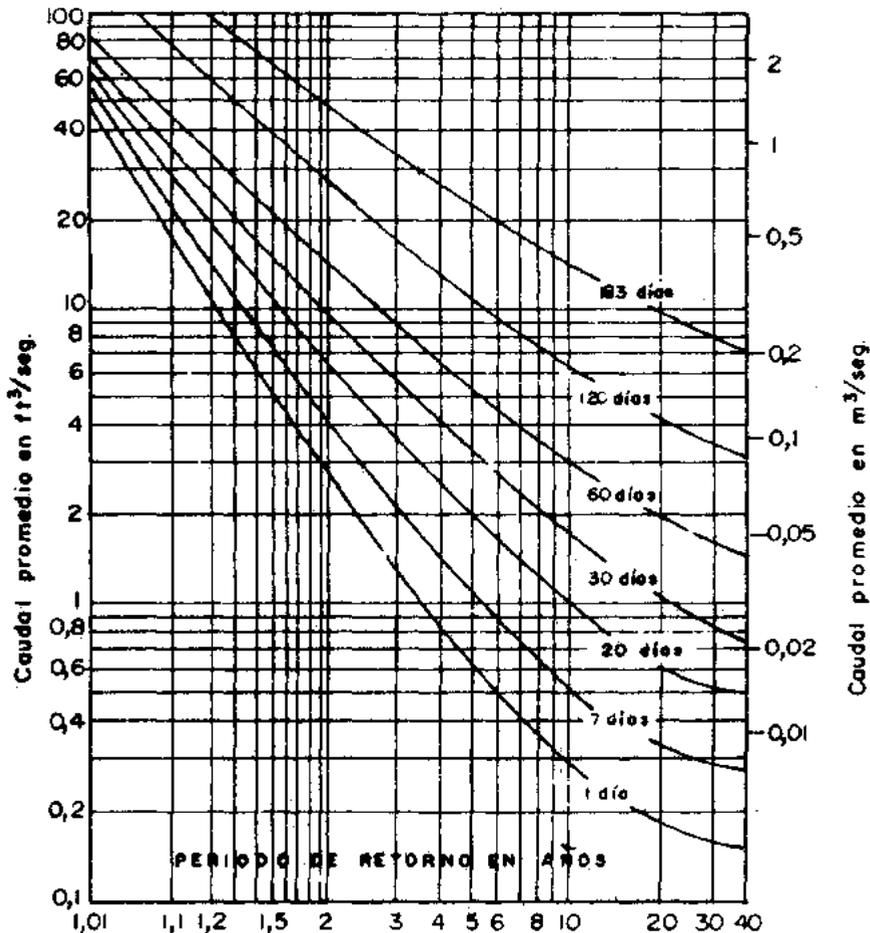
tos y 24 horas, para períodos de retorno entre 1 y 100 años. Estos mapas se elaboran a partir de precipitaciones en parte observadas y en parte estimadas a través de correlaciones múltiples usando parámetros como la pendiente, la elevación, las distancias, etc.

Todos los mapas de lluvia-duración-frecuencia muestran datos puntuales de lluvia, pero se supone que estos valores son aplicables para áreas de hasta 25 km². La precipitación media en una área debe ser menor que la precipitación máxima puntual en el área.

10.6 Análisis de Frecuencia de Sequías

Se acostumbra definir la sequía en términos de períodos fijos de tiempo con menos de una cantidad mínima de agua (caudal o lluvia).

Por lo general interesan los caudales bajos. Se puede en este caso seleccionar el caudal mínimo cada año durante períodos de diversas longitudes (1 día, 7 días, 30 días, etc) y aplicar a esta serie el análisis de frecuencia según la distribución log normal. También se puede utilizar el modelo de Gumbel, pero con escala logarítmica para los caudales debido a los amplios límites de los valores. Las líneas de frecuencia ya no resultan rectas como en el análisis de crecidas, sino curvas como muestra la figura.



La frecuencia de la sequía en términos de la lluvia puede presentarse en un gráfico similar, que mostraría la frecuencia de varias cantidades mínimas de lluvia en períodos de diversas longitudes.

10.7 Breve Mención de los Procesos Estocásticos

10.7.1 Introducción

Sea una variable x . Si el comportamiento de x puede predecirse con certeza, x es una variable determinística. Si no, x es una variable aleatoria o random, pudiendo decirse que x está gobernada por las leyes de la probabilidad.

Asumamos ahora que el comportamiento de x puede observarse de manera secuencial x_1, x_2, \dots , en que los subíndices representan intervalos de tiempo. Dicha secuencia se llama serie de tiempo. A estas series nos referimos en este apartado.

Las series de tiempo son series estocásticas. Y el juego de variables aleatorias x_1, x_2, \dots , asociadas según su distribución de probabilidad se llama proceso estocástico. El término estocástico tiene pues una significación más amplia que el término probabilístico.

Los procesos estocásticos en hidrología pueden representarse de dos maneras, en forma discreta (fig. a) o en forma continua (fig. b), siendo la segunda la más común.

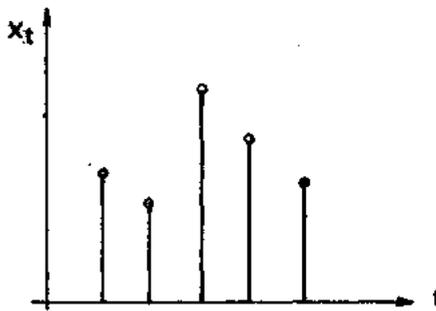


Fig. a

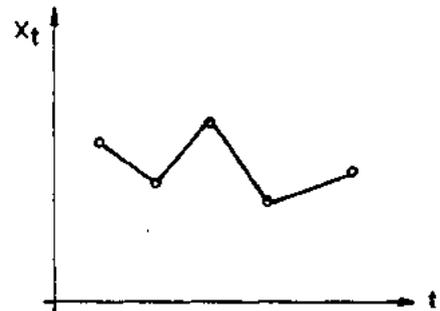


Fig. b

Aparte de la función de distribución $f(x_1, x_2, \dots)$, conviene indicar algunas propiedades, como valor esperado, varianza y covarianza. El valor esperado de un proceso estocástico x_1, x_2, \dots , se compone del juego de valores esperados de cada posición en el tiempo: $E(x_1), E(x_2), \dots$. El juego de varianzas es $\text{Var}(x_1), \text{Var}(x_2), \dots$. También se usa la notación:

$$\mu_t = E(x_t)$$

$$\sigma_t^2 = \text{Var}(x_t), t = 1, 2, \dots$$

Considerando dos posiciones cualesquiera t y $t-K$, la covarianza entre las variables x_t y x_{t-K} se representa por:

$$\text{Cov}(K) = \text{Cov}(x_t, x_{t-K})$$

La covarianza es la propiedad que describe la dependencia lineal del proceso estocástico.

Un proceso estocástico (serie de tiempo) es estacionario en el promedio si los valores esperados no varían con el tiempo:

$$E(x_1) = E(x_2) = \dots = E(x_t) = E(x) = u$$

Análogamente, cuando $\text{Var}(x_t) = \sigma^2$, $t = 1, 2, \dots$ es una constante, el proceso estocástico es estacionario en la varianza.

Un proceso estocástico es estacionario en la covarianza cuando la covarianza depende sólo del retardo K pero no depende de la posición t :

$$\text{Cov}(x_t, x_{t-K}) = \text{Cov}(K), \text{ sin importar } t$$

Un proceso estocástico es estacionario de primer orden cuando es estacionario en el promedio y estacionario de segundo orden cuando es estacionario en el promedio y en la covarianza (se hace notar que estacionario en la covarianza implica estacionario en la varianza).

En las definiciones que se han dado, en vez de usar el término proceso estocástico estacionario se puede decir también series de tiempo estacionarias o simplemente series estacionarias.

Modelos

Un modelo matemático representando un proceso estocástico se llama modelo estocástico o modelo de serie de tiempo. Tiene una cierta forma matemática o estructura y un juego de parámetros.

Un modelo de serie de tiempo simple podría estar representado por una simple función de distribución de probabilidad.

$$f(x; \theta)$$

con parámetros $\theta = \{\theta_1, \theta_2, \dots\}$ válidos para todas las posiciones $t = 1, 2, \dots$ y sin ninguna dependencia entre x_1, x_2, \dots

Por ejemplo, si x es normal con promedio u y varianza σ^2 , el modelo de la serie de tiempo puede escribirse:

$$x_t = u + \sigma \varepsilon_t \quad t = 1, 2, \dots \quad (10.8)$$

donde ε_t es también normal con promedio cero, varianza uno y $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots$ son independientes.

El modelo 10.8 tiene parámetros u, σ y desde que ellos son constantes (no varían con el tiempo) el modelo es estacionario.

Un modelo de serie de tiempo con estructura dependiente puede formarse como:

$$\varepsilon_t = \phi \varepsilon_{t-1} + \varepsilon_t \quad (10.9)$$

donde ε_t es una serie independiente con promedio cero y varian-
za $(1 - \phi^2)$. ε_t es la serie dependiente y ϕ es el parámetro del
modelo.

Si ε_t de 10.8 fuera representada por el modelo dependiente
10.9 entonces x_t sería también un modelo dependiente. En este
caso los parámetros del modelo de x_t serían u , σ y ϕ .

Desde que los parámetros de los modelos recién considerados son
constantes los modelos son estacionarios, representando series
de tiempo estacionarias o procesos estocásticos estacionarios.

Los modelos no estacionarios resultan cuando dichos parámetros
varían con el tiempo.

Modelaje de series de tiempo

El modelaje de series de tiempo es un proceso que puede ser
simple o complejo, dependiendo de las características de la se-
rie que se tiene, del tipo de modelo a usar y de las técnicas
de modelaje que se sigan.

Por ejemplo, series con características estadísticas que no va-
rían con el tiempo generalmente conducen a modelos y técnicas
de modelaje que son más simples que aquéllas de series con ca-
racterísticas que sí varían con el tiempo.

Hay varios modelos estocásticos que pueden usarse para repre-
sentar una serie de tiempo, unos más complejos que otros.

Para cada modelo hay técnicas conocidas para estimar los pará-
metros del modelo y para probar cuán bueno es el modelo; aquí
también unas técnicas son más complejas que otras.

En general, los pasos en el modelaje son:

1. Selección del tipo de modelo.
2. Identificación de la forma o el orden del modelo (número
de parámetros).
3. Estimación de los parámetros del modelo.
4. Comprobación de la bondad del modelo.

El modelaje es por eso un proceso iterativo.

10.7.2 Modelos de Series de Tiempo

En 1914 Hazen mostró ya la posibilidad de usar la teoría de la
estadística y la probabilidad en el análisis de la secuencia
de los caudales en un río. Pero no fue sino por los años 60
que se inició el desarrollo formal del modelaje estocástico.

Los principales modelos estocásticos conocidos se señalan a
continuación, haciéndose notar que no es única la manera de ex-
presar cada uno de ellos.

1) Modelo de filtro lineal

La idea es que una serie de tiempo en la que los valores sucesivos tienen alta dependencia, puede ser considerada como generada por una serie de variables aleatorias a_t generadas por una distribución única de valor esperado cero y varianza conocida σ_a^2 . Usualmente estas variables son normales y en este caso se conocen como ruido blanco.

El proceso queda definido entonces por el modelo:

$$Z_t = u + a_t + \phi_1 a_{t-1} + \phi_2 a_{t-2} + \dots \quad (10.10)$$

donde u es un parámetro que determina el nivel del proceso y la secuencia ϕ_1, ϕ_2, \dots puede ser finita o infinita. Si la secuencia es finita o infinita pero convergente el proceso es estacionario.

2) Modelo de autorregresión

Este modelo de proceso estocástico expresa el valor del proceso en el instante t , como una combinación lineal de p valores anteriores y de una variable aleatoria a_t con valor esperado cero y varianza σ_a^2 conocida,

Sea $Z_t, Z_{t-1}, \dots, Z_{t-p}$

$$\bar{Z}_t = Z_t - u$$

Entonces el proceso

$$Z_t = \bar{Z}_t + u$$

$$\bar{Z}_t = \phi_1 \bar{Z}_{t-1} + \phi_2 \bar{Z}_{t-2} + \dots + \phi_p \bar{Z}_{t-p} + a_t \quad (10.11)$$

se denomina proceso autorregresivo de orden p . En forma abreviada $AR(p)$. También se conoce con el nombre de proceso markoviano.

El modelo contiene $p+2$ parámetros por determinar $u, \phi_1, \phi_2, \dots, \phi_p, \sigma_a^2$ y es posible hacer ver que se trata de un caso particular del modelo de filtro lineal.

El modelo $AR(1)$ resulta de considerar solamente un término autorregresivo en la ecuación 10.11:

$$Z_t = \bar{Z}_t + u$$

$$\bar{Z}_t = \phi_1 \bar{Z}_{t-1} + a_t$$

y se llama modelo autorregresivo de primer orden o modelo Markov de primer orden.

De manera similar, el modelo $AR(2)$ se obtiene haciendo $p=2$ en la ecuación 10.11.

Estudiar las propiedades de los modelos AR es referirse al valor esperado, la varianza, la función de autocorrelación o correlograma y las condiciones que deben reunir los parámetros del modelo.

3) Modelo de promedios móviles

El proceso estocástico definido por un modelo de promedios móviles representa el valor de Z_t como combinación lineal de q valores de una secuencia de variables aleatorias a_t , con valor esperado cero y varianza σ_a^2 .

Entonces:

$$Z_t = \bar{Z}_t + u$$

$$\bar{Z}_t = a_t - \theta_1 a_{t-1} - \theta_2 a_{t-2} - \dots - \theta_q a_{t-q} \quad (10.12)$$

se denomina proceso de promedios móviles de orden q . En forma abreviada MA(q). El nombre de promedio móvil se conserva por tradición, pues los valores $1, \theta_1, -\theta_2, \dots, -\theta_q$, no deben ser necesariamente positivos ni sumar uno. Este proceso contiene $q+2$ parámetros por determinar a partir de los datos de las series.

4) Modelo autorregresivo de promedios móviles

Un tipo de proceso que permite una extraordinaria flexibilidad para ajustar series reales es uno que combina las características de los dos modelos anteriores. Es así como se puede definir un proceso:

$$Z_t = \bar{Z}_t + u$$

$$\bar{Z}_t = \phi_1 \bar{Z}_{t-1} + \dots + \phi_p \bar{Z}_{t-p} + a_t - \theta_1 a_{t-1} - \dots - \theta_q a_{t-q}$$

(10.13)

que necesita $p+q+2$ parámetros que deben ser estimados. El nombre abreviado de este modelo es ARMA.

5) Modelos no estacionarios

Se trata de una generalización de los modelos previamente mencionados. Se trata de representar series cuyo comportamiento no es estacionario y en particular que no varían en torno a un valor medio, pero que sin embargo tienen un cierto tipo de comportamiento homogéneo.

Un proceso de esta naturaleza puede ser representado porque sus diferencias de orden d conforman un proceso estacionario tipo ARMA, es decir si

$$W_t = \nabla^d Z_t$$



donde ∇^d representa las diferencias de orden d del proceso Z_t :

$$W_y = \phi_1 W_{t-1} + \dots + \phi_p W_{t-p} + a_t - \theta_1 a_{t-1} - \dots - \theta_q a_{t-q} \quad (10.14)$$

El proceso así definido se denomina proceso autorregresivo de promedios móviles integrado, de orden (p, d, q) . En forma abreviada ARIMA.

Es interesante hacer notar dos elementos importantes de este tipo de procesos. El primero es que puede ser considerado como la aplicación en serie de tres modelos de filtro lineal con coeficientes especiales, y la segunda es que ha sido empleado con gran éxito en la representación de series de tiempo estacionales.

10.7.3 La Función de Autocorrelación

La función de autocorrelación mide la dependencia lineal que existe entre la serie dada y la misma serie desplazada en el tiempo.

Este concepto permite analizar una serie de tiempo e identificar parcialmente el proceso subyacente si la función de autocorrelación tiene la estructura esperada.

Para definir formalmente la función de autocorrelación o correlograma es necesario definir previamente la autocovarianza para un desplazamiento K :

$$\gamma_K = E |(Z_t - u)(Z_{t+K} - u)| \quad (10.15)$$

Para procesos estacionarios, la función de autocorrelación se puede definir entonces como:

$$r(K) = \frac{\gamma_K}{\gamma_0} \quad K = 0, 1, \dots \quad (10.16)$$

donde $\gamma_0 = E |(Z_t - u)^2|$ es la varianza constante del proceso

Estimación de correlogramas

Hasta aquí se ha considerado solamente la función teórica de autocorrelación que describe un proceso estocástico. En la práctica se tiene una serie de tiempo finita Z_1, \dots, Z_n , con N observaciones, de la cual sólo se puede obtener una estimación de la función.

Se han sugerido diversas estimaciones de la función, y cada su gerencia tiene características y propiedades particulares. Se ha concluido que la estimación más satisfactoria del valor de la función de autocorrelación para un desplazamiento K es:

$$r = \frac{C_K}{C_0} \quad (10.17)$$

siendo C_K la estimación de la autocovarianza, según:

$$C_K = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-K} (Z_t - \bar{Z}) \cdot (Z_{t+K} - \bar{Z}) \quad (10.18)$$

$$K = 0, 1, 2, \dots$$

$$\bar{Z} = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N Z_t$$

Técnicas de análisis de series de tiempo

Las técnicas principales de análisis de series de tiempo utilizan herramientas matemáticas bastante desarrolladas que no corresponde tratar en este texto. Sin embargo, hay dos formas que son usualmente utilizadas y que no requieren de un desarrollo teórico muy complicado. Una es mediante los correlogramas y la otra es mediante el desarrollo en series de Fourier de la serie de tiempo.

10.7.4 Aplicaciones del Modelaje en Hidrología

El modelaje de series de tiempo en Hidrología tiene dos aplicaciones globales:

1. Para la generación de series hidrológicas de tiempo sintéticas.
2. Para la predicción de series hidrológicas de tiempo futuras.

Se requiere la generación de series sintéticas en los siguientes casos:

- a) Para dimensionamiento de reservorios.
- b) Para planear expansiones de la capacidad de sistemas de suministro.
- c) Para determinar el riesgo de falla de suministro de agua para irrigaciones.
- d) Para determinar el riesgo de falla de capacidades confiables de centrales hidroeléctricas.
- e) En casos similares.

Se requiere la predicción de series de tiempo futuras en los siguientes casos:

- 1) Para planeamiento a corto plazo de operación de reservorios.

- 2) Para planeamiento de operación durante sequías.
- 3) En casos similares.

10.7.5 Reflexiones Acerca del Modelaje

Siempre existen diferencias entre los modelos reales y los estimados, y entre los parámetros de los modelos reales y los estimados. Dichas diferencias representan las incertidumbres del modelaje. Una forma de disminuir tales incertidumbres es mediante la selección del modelo que mejor represente la realidad física del sistema. Algunas veces puede ser posible usar leyes físicas para inferir cuáles serían las expresiones matemáticas del correspondiente modelo estocástico de serie hidrológica.

El modelaje de procesos de descargas ha seguido esencialmente dos caminos: el determinístico o simulación física del sistema hidrológico y el estadístico o simulación estocástica del sistema. En el primero hay siempre una correspondencia única entre la entrada, digamos precipitación, y la salida, digamos descarga. En el segundo los modelos más ampliamente seguidos son los modelos autorregresivos. Claro que también se han usado otros modelos determinísticos o estocásticos. Actualmente la tendencia es la de conciliar ambos puntos de vista. Por un lado el método determinístico trata la precipitación como una variable aleatoria y por otro se busca una justificación física de los modelos estocásticos.

Ejemplo 10.3

Si la recesión del flujo en el río es de la forma

$$Q_t = Q_0 e^{-Kt}$$

Q_0 ... caudal al inicio del año cronológico

K ... constante de recesión

Entonces la serie anual dependiente de descargas Z_i seguirá el modelo autorregresivo de primer orden, AR(1):

$$Z_i - \bar{Z} = \phi (Z_{i-1} - \bar{Z}) + \varepsilon_i$$

\bar{Z} ... promedio de Z_i

ϕ ... coeficiente de autorregresión o coeficiente autorregresivo

ε_i ... componente estocástica independiente.

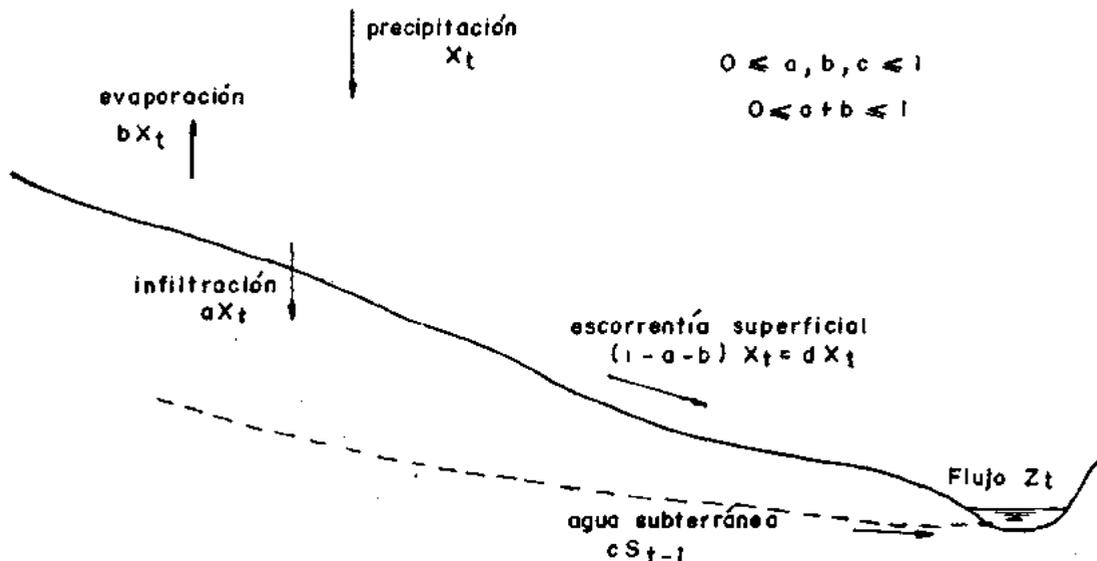
Se demuestra que:

$$\phi = e^{-K}$$

Sin embargo, qué tan bueno resulta este modelo AR(1), depende de qué tan buena es la suposición de recesión exponencial en el río.

Ejemplo 10.4

Justificación física de los modelos autorregresivos de promedios móviles (ARMA) para simulación de caudales.



flujo anual en el río = contribución de a. subterránea + escorrentía directa.

$$Z_t = c S_{t-1} + d X_t \quad (10.19)$$

La ecuación de continuidad para el almacenamiento subterráneo da:

$$S_t = S_{t-1} + a X_t - c S_{t-1}$$

$$\text{o} \quad S_t = (1 - c) S_{t-1} + a X_t \quad (10.20)$$

Combinando 10.19 y 10.20 Salas y Smith (referencia 10) encontraron que el modelo para el flujo anual Z_t puede escribirse como:

$$Z_t = (1 - c) Z_{t-1} + d X_t - [d(1 - c) - ac] X_{t-1} \quad (10.21)$$

que tiene la forma de un modelo ARMA (1, 1) cuando la precipitación anual es una serie independiente.

11.1 Introducción

De acuerdo a los objetivos previamente señalados se han descrito, en el texto en forma ordenada los fundamentos y los métodos hidrológicos ordinarios. Acerca de estos últimos, se han descrito los métodos generales aplicables a cuencas con información y los métodos particulares aplicables a cuencas con escasa o ninguna información, que es el caso de gran parte de nuestro territorio.

Corresponde tratar en este último capítulo, de modo específico, los aspectos relevantes de la Hidrología en el Perú. En torno a esto es necesario decir que el principal trabajo realizado aquí en el país es el que se hizo al empezar la presente década gracias al aporte del Gobierno del Perú y del Ministerio de Asuntos Exteriores de Italia. El trabajo se enmarcó en el Convenio de Cooperación Técnica para el Estudio de la Hidrología del Perú, suscrito por el Instituto Italo-Latino Americano (IILA), el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), en el ámbito de sus respectivas competencias institucionales.

Se asignó como finalidad del Estudio el proporcionar a los ingenieros elementos necesarios para evaluar:

1. Los recursos hidrológicos disponibles en las diferentes zonas del país e identificar las posibilidades que existen para su mejor aprovechamiento.
2. Las máximas avenidas que pueden verificarse a lo largo de los cursos de agua que atraviesan las diferentes zonas del país e identificar las posibilidades para reducir los daños que ellas pueden provocar, por medio de adecuadas capacidades de embalses.

Las metodologías adoptadas para elaborar los datos disponibles y las conclusiones deducidas se encuentran contenidas en la publicación ESTUDIO DE LA HIDROLOGIA DEL PERU, disponible en Senamhi desde Diciembre de 1982.

Es intención del autor concluir el presente texto con una descripción sucinta de dicha publicación, a fin de facilitar su uso en la solución de los problemas de interés práctico que se presentan en el Perú en el desarrollo de los Proyectos Hidráulicos.

11.2 Descripción del ESTUDIO DE LA HIDROLOGIA DEL PERU

La publicación ESTUDIO DE LA HIDROLOGIA DEL PERU consta de tres Volúmenes y una carpeta. La carpeta contiene tres Anexos y un juego de 10 Planos.

En los Volúmenes se indican las metodologías adoptadas para elaborar los datos disponibles y las conclusiones deducidas. En los Anexos se

indican los pasos a seguir en la solución de problemas específicos que se presentan en la práctica.

El Volumen I está dedicado a la Pluviometría y a la evaluación del aflujo meteórico que puede verificarse con una determinada probabilidad sobre la cuenca correspondiente a una sección genérica del cauce.

El Volumen II está dedicado a la Hidrometría y a la evaluación de las escorrentías que pueden verificarse con determinada probabilidad en tal sección (Parte II:A) y a la evaluación de la capacidad de embalse necesaria para regular las escorrentías con finalidades prefijadas de utilización (Parte II:B).

El Volumen III está destinado a la evaluación de los caudales máximos y de las escorrentías que pueden ocurrir en una sección genérica en ocasión de eventos de máxima intensidad con una probabilidad asignada.

Se cita, por considerarlo de interés, el siguiente párrafo del Prólogo de la publicación que nos ocupa:

"En base a los datos disponibles ha sido posible lograr los objetivos previstos para la mayoría de las zonas, mientras que, para las restantes, la información obtenida de los datos a disposición resultó totalmente inadecuada. Al respecto, las conclusiones del Estudio permite completar el diseño de la red nacional de estaciones hidrometeorológicas".

El Plano 10A muestra la subdivisión del territorio patrio en zonas pluviométricas. En total son 1, 2, ... 10 zonas pluviométricas; 1, 2, ... 16 subzonas pluviométricas y A, B, ... L áreas anómalas.

El Plano 2B muestra los 8 grupos de cuencas hidrológicamente similares en que igualmente ha sido subdividido el territorio.

El Anexo A contiene:

- Cuadro 1, en el que se indican las estaciones pluviométricas utilizadas en el estudio (código, cuadrante, nombre, n, ϕ , Y, D_m , D_c).

n ... número de años de registro

ϕ ... latitud, en grados

Y ... altitud, en m.s.n.m.

D_m ... distancia a la línea de costa, en km

D_c ... distancia al borde occidental de la cordillera (línea de de limitación hacia occidente de las zonas pluviométricas 3 y 4), en km.

- Cuadro 2, en el que se indica para cada zona, subzona y área anómala, las funciones:

$$M(h) = a + b Z$$

$$Y(h) = m M^n$$

h ... altura de lluvia anual en un punto, en mm

$M(h) \equiv M$... valor medio de h

Z ... parámetro considerado para caracterizar la posición del punto (puede ser ϕ , Y, D_m o D_c).

a, b ... coeficientes

$\gamma(h) = \gamma = \frac{\sigma(h)}{M(h)}$... coeficiente de variación de h

$\sigma(h)$... desviación típica de h

m, n ... coeficientes

Nota.- Con \bar{h} , S_h , g_h se designan las estimaciones de $M(h)$, $\sigma(h)$ y $\gamma(h)$, respectivamente, obtenidas con los datos disponibles.

- Metodología para calcular $M(\bar{A}_n)$, A_{n1} , A_{n2}

A ... precipitación anual en una cuenca, en mm

\bar{A}_n ... media aritmética de los valores A en un período de n años

$M(\bar{A}_n)$... valor medio de \bar{A}_n

A_{n1} , A_{n2} ... límites de confianza de \bar{A}_n . Extremos del intervalo dentro del que puede caer \bar{A}_n con 95% de probabilidad.

En el Anexo se indican los pasos a seguir para calcular $M(\bar{A}_n)$. Se emplean además los siguientes términos:

S ... superficie horizontal de la cuenca, en km^2 .

\bar{Z} ... valor de Z considerado para caracterizar la cuenca S.

$\bar{\phi}$... latitud del baricentro del área S.

\bar{Y} ... altitud media de la cuenca, en m.s.n.m.

\bar{D}_m ... distancia del baricentro del área S a la línea de costa.

\bar{D}_c ... distancia del baricentro del área S al borde occidental de la cordillera.

$N(1 \leq N \leq 10)$... numeración correlativa de la zona pluviométrica (Plano 10A).

$N_n(1 \leq n \leq 16)$... símbolo que indica la subzona pluviométrica (subzona que recae en la zona N). (Plano 10A).

$N_x(X=A, \dots, X=L)$... símbolo que indica el área anómala (área anómala X que recae en la zona N). (Plano 10A).

S_N ... parte de la superficie S que recae en la zona pluviométrica N.

S_{Nm} ... parte de la superficie S que recae en la subzona N_m .

$\bar{\gamma}(h)$... parámetro que caracteriza el área S en relación a los valores asumidos por $\gamma(h)$ en sus diferentes puntos.

$\gamma(A) = \frac{\sigma(A)}{M(A)}$... coeficiente de variación de A.

$\rho = \frac{\gamma(A)}{\bar{\gamma}(h)}$... índice de correlación característico del área S.

En resumen, el Anexo A y el plano 10A permiten obtener, para cualquier cuenca del territorio del Perú, un estimado de la lluvia anual media y los límites de confianza.

El Anexo B contiene:

la metodología para el trazado de las Curvas de Posibilidad de Regulación de las escorrentías disponibles en una sección genérica X. Esto se consigue a través de 6 etapas.

1. Determinación del Diagrama de Demanda (c).

Simbología:

E ... suministro total anual, en mm

e_j ... suministro mensual en el mes j .

$c_j = 100 \frac{e_j}{E}$... coeficiente de utilización en el mes j

(c) ... diagrama de demanda: representación gráfica de los valores c_j

p ... máxima deficiencia porcentual tolerable respecto a E

$E_{\text{mín}} = (1 - \frac{p}{100}) E$... valor mínimo al cual puede tolerarse que el suministro total anual E descienda en los años de escorrentía mínima

e'_j ... suministro mensual en el mes j , para $E = E_{\text{mín}}$

$c'_j = 100 \frac{e'_j}{E_{\text{mín}}}$... coeficiente de utilización en el mes j , para $E = E_{\text{mín}}$

(c') ... diagrama de demanda para $E = E_{\text{mín}}$.

Se admite que el agua sea destinada a n usos diversos, y refiriéndose al uso genérico i , se indican:

con E_i , la demanda total anual, en mm

con $\alpha = \frac{E_i}{E}$, la fracción de E destinada al uso i

con e_{ji} , la demanda mensual del uso i en el mes j

con $c_{ji} = 100 \frac{e_{ji}}{E_i}$, el coeficiente de utilización para el uso i en el mes j

con c_i , el diagrama de demanda para el uso i

con p_i , la deficiencia porcentual que puede ser aceptada para el uso i

con $E_{i\text{mín}} = (1 - \frac{p_i}{100}) E_i$, el valor mínimo al cual puede tolerarse que el suministro total anual E_i descienda en los años de escorrentía mínima.

Se admite que los ingenieros que laboran en cada sector suministran los valores E_j , c_j , p_j , E_j mín. Con esta información y siguiendo la metodología señalada en el Anexo se obtienen los diagramas de demanda (c) y (c').

2. Determinación del Diagrama de Disponibilidad (\bar{d}_j).

Simbología:

- D ... escorrentía total anual, en mm
- D_j ... escorrentía en el mes j
- $d_j = 100 \frac{D_j}{D}$... porcentaje de D en el mes j
- \bar{d}_j ... valor medio de d_j
- \bar{d}_A ... valor asumido por la suma de \bar{d}_j en el trimestre A, de Setiembre a Noviembre
- \bar{d}_B ... valor asumido por la suma de \bar{d}_j en el trimestre B, de Diciembre a Febrero
- \bar{d}_C ... valor asumido por la suma de \bar{d}_j en el trimestre C, de Marzo a Mayo
- \bar{d}_D ... valor asumido por la suma de \bar{d}_j en el trimestre D, de Junio a Agosto
- (\bar{d}) ... diagrama en el cual se representan los valores asumidos por \bar{d}_A , \bar{d}_B , \bar{d}_C y \bar{d}_D .
- (\bar{d}_j) ... diagrama de disponibilidad: representación gráfica de los valores \bar{d}_j .

Las figuras II:8-33 a II:8-40 del Volumen II, representan los diagramas de disponibilidad deducidos para los diferentes grupos de cuencas hidrológicamente similares en que se ha dividido el territorio (Plano 2B).

El procedimiento consiste en precisar la ubicación de la cuenca en el Plano 2B y ver qué diagrama de disponibilidad le corresponde de los contenidos en las figuras II:8-33 a II:8-40 del Volumen II.

3. Cálculo de $M(D)$, $M(D_n)$, D_{n1} , D_{n2}

Simbología:

- X ... sección terminal de la cuenca
- D ... escorrentía anual sobre la superficie S de la cuenca, en mm
- $M(D)$... valor medio de D
- $\gamma(D)$... coeficiente de variación de D
- $\sigma(D)$... desviación típica de D
- D_n ... media aritmética de los valores de D en un período de n años

- $M(D_n)$... valor medio de D_n
 $\sigma(D_n)$... desviación típica de D_n
 D_{n1}, D_{n2} ... límites de confianza de D_n . Extremos del intervalo dentro del cual puede caer D_n con 95% de probabilidad.

En el Estudio se ha verificado que para todas las cuencas rige la ley:

$$M(D) = \alpha \cdot M(A)^\beta$$

y en el cuadro II:5-5 están indicados los pares de valores α, β para cada uno de los grupos de cuencas del territorio.

El procedimiento para encontrar $M(D)$ consiste entonces en:

- Calcular $M(A)$ por medio de la metodología expuesta en el Anexo A.
- Precisar la ubicación de la cuenca en el Plano 2B y ver qué valores de α, β le corresponden de los indicados en el cuadro II:5-5.
- Aplicar la fórmula.

En el estudio se ha verificado también que para todas las cuencas rige la ley:

$$\gamma(D) = \tau \cdot M(D)^\delta$$

y en el mismo cuadro II:5-5 están indicados los pares de valores τ, δ para cada grupo de cuencas.

Después de calcular $\gamma(D)$, se escribe:

$$\sigma(D) = \gamma(D) \cdot M(D)$$

se asume $\sigma(D_n) = \frac{\sigma(D)}{\sqrt{n}}$

y se obtiene: $D_{n1} = M(D_n) - 1.96 \sigma(D_n)$

$$D_{n2} = M(D_n) + 1.96 \sigma(D_n)$$

4. Cálculo de T, r^D

T, r^D ... valor mínimo al cual puede descender D una vez cada T años con un riesgo r .

Se calculan los valores T, r^D , en función de $M(D)$, utilizando la información contenida en los cuadros II:8-1 al II:8-8 del Volumen II.

5. Cálculo de los T, r^{D_n} y los $T, r^{D_m, n}$

T, r^{D_n} ... valor mínimo al cual puede descender D_n una vez cada T años con un riesgo r .

- D_n ... escorrentía media anual en n años
 $n=1$ (un año), 2 (un bienio), 3 (un trienio), 4 (un cuatrienio).
- $T, r^{D_m, n}$... valores asumidos por la escorrentía anual D en cada uno de los años m del grupo n .
 $m=I, II, III, IV$.

Se calculan los valores T, r^{D_n} , en función de $M(D)$, utilizando los cuadros del II:8-1 al II:8-8 y los valores $T, r^{D_m, n}$ utilizando los cuadros del II:8-17 al II:8-24.

6. Trazado de las Curvas de Posibilidad de Regulación.

Simbología:

- E_0 ... valor del suministro anual E que puede ser garantizado en ausencia de reservorio ($w_0 = 0$), en mm
- E_1 ... valor máximo de suministro anual E que puede ser garantizado con un reservorio de compensación sólo estacional
- E_2 ... ídem, bienal
- E_3 ... ídem, trienal
- E_4 ... ídem, plurianual
- $\left(\frac{\bar{d}_j}{c_j}\right)_{\min}$... comparación entre la ordenada del diagrama de disponibilidad \bar{d}_j y la ordenada del diagrama de demanda c_j , en el mes j , con j de 1 a 12, en el cual dicha relación asume el valor mínimo
- $\Sigma(c_j - \bar{d}_j)$... suma de las diferencias entre c_j y \bar{d}_j extendida a los meses en los cuales resulta $c_j > \bar{d}_j$.

Se define Curva de Posibilidad de Regulación, a la poligonal que, en un diagrama cartesiano de abscisa W y de ordenada E , une los puntos 0, de coordenadas W_0, E_0 ; 1, de coordenadas W_1, E_1 ; 2, de coordenadas W_2, E_2 ; 3, de coordenadas W_3, E_3 y 4, de coordenadas W_4, E_4 .

Con la información reunida en los pasos anteriores es posible encontrar las coordenadas de los puntos 0, 1, 2, 3 y 4 que definen las curvas de posibilidad de regulación para un determinado par de valores T, r . Asimismo, las coordenadas de los puntos 0, 1, 2, 3 y 4 que definen la curva de posibilidad de regulación para un valor asignado de p .

El Anexo C contiene la metodología para la:

- Parte I Estimación de los parámetros que definen la Curva de Probabilidad Pluviométrica en un punto;
- Parte II Estimación del Máximo Caudal Instantáneo de Avenida que puede verificarse en una sección genérica X de un curso de agua, con una probabilidad asignada.

viene de la página 114

H. PERIODO DE TEORIZACION (1,950 hasta ahora)

Desde cerca de 1,950 se han usado extensamente los planteamientos teóricos en problemas de hidrología. Como han sido propuestos muchos principios hidrológicos racionales, ellos pueden ser ahora sometidos al análisis matemático. Como se están desarrollando sofisticados instrumentos y computadoras de alta velocidad, ellos pueden ser ahora empleados para medir delicados fenómenos hidrológicos y para resolver complicadas ecuaciones matemáticas implicadas en la aplicación de teorías hidrológicas. Ejemplos de estudios hidrológicos teóricos son el análisis lineal y no lineal de sistemas hidrológicos, la adopción de conceptos no permanentes y estadísticos en la hidrodinámica del agua subterránea, la aplicación de las teorías de transferencia de calor y de masa para el análisis de la evaporación, el estudio de la energía y la dinámica de la humedad del suelo, la generación secuencial de datos hidrológicos y el uso de la investigación de operaciones en el diseño de sistemas de fuentes de agua.

Con el incremento de la población mundial y el mejoramiento de las condiciones económicas después de la segunda guerra mundial, ha habido una necesidad rápidamente creciente de resolver todo tipo de problemas de agua y así se ha desarrollado un gran interés por la investigación básica y la educación en hidrología así como en los recursos de agua. Esto puede verse a través de la actividad de muchas comisiones en los Estados Unidos. También se desarrollaron actividades internacionales en recursos de agua e hidrología. En 1959 se estableció en las Naciones Unidas un Centro de Desarrollo de Recursos de Agua a fin de promover esfuerzos coordinados para el desarrollo de recursos de agua entre los países miembros. Estudios hidrológicos de problemas específicos fueron en cargados por muchas otras organizaciones, incluyendo la UNESCO y la FAO.

APENDICE 1 INUNDACIONES, HUAYCOS Y SEQUIAS

Se reproduce aquí el excelente trabajo del Ing. Rosendo Chávez Díaz, publicado con el mismo titular en la revista El Ingeniero Civil, números 26 (Septiembre-Octubre 1983) y 29 (Marzo-Abril 1984).

El Ingeniero Civil es una revista de información profesional editada en Lima por el Instituto de Publicaciones de Ingeniería Civil (PUBLICIVIL), institución que alberga en su seno a profesionales peruanos de reconocido prestigio.

El trabajo fue publicado con ocasión de los desastres naturales ocurridos en ese entonces en el territorio peruano y se reproduce aquí, con anuencia de su autor, porque hay que tener presente, como él mismo señala, que "este tipo de fenómenos han ocurrido muchas veces en tiempos pasados y volverán a ocurrir muchas veces más en el futuro".

PRIMERA PARTE

Aunque en los años anteriores inmediatos han ocurrido huaycos, algunas lluvias costeras y sequías parciales, ha sido durante este año 1983, que se ha llegado al clímax de daños, resultantes de dos fenómenos climáticos contrapuestos. Inundaciones y huaycos en el Norte y Centro del país y severas sequías en el Sur. Como secuela de estas violencias climáticas queda, en adelante, una inmensa tarea de reconstrucción de ciudades, caminos, canales, etc. y, lo que es mucho más grave, la recuperación agrícola y pecuaria en todas partes de Costa y Sierra.

Este tipo de fenómenos han ocurrido muchas veces en tiempos pasados y volverán a ocurrir muchas veces más en el futuro. Antes de hoy la resonancia de los daños fue menguada por la falta de comunicación oportuna, por la lejanía y porque el menor desarrollo de nuestro país determinó un mucho menor volumen de daño.

El crecimiento de nuestra población que se hacina hoy en cada vez más grandes ciudades y en un número mayor de centros poblados, construyendo dentro de la mayor improvisación y sin planificación razonable, ha significado, finalmente, exponer sectores importantes de las ciudades a torrenceras e inundaciones.

En cuanto a caminos y vías de comunicación la engañosa seguridad derivada de varios años consecutivos de años hidrológicos pobres, con escorrentías relativamente modestas y el olvido de los esporádicos años con violencias pluviales y fluviales, dio paso a soluciones donde priman aspectos inmediatos de orden económico y/o poblacional dejando a un lado precauciones de seguridad aparentemente innecesarias. El resultado: caminos deshechos y centenares de millones de soles de pérdidas en productos, combustibles, vehículos, etc, sin contar con las trágicas pérdidas de vidas.

En el área agrícola si bien el crecimiento físico ha sido pequeño (en algunos valles nulo y en otros con retroceso) en cambio las mejores tecnologías aplicadas a la explotación de los suelos ha aumentado la intensidad de ésta, expresándose en mayores volúmenes de productos de mucho mayor valor económico y social. De allí que la inundación de áreas de cultivo, las pérdidas de suelos por erosión y la destrucción de las estructuras de aducción de agua no sólo

significan fuertes pérdidas de producto bruto vendible sino que exigen inmediatas e importantes inversiones, tanto para reponer las estructuras destruidas, total o parcialmente, como para nuevas obras necesarias. A esto hay que agregar las inversiones, en dinero y tiempo, que significa recuperar los standards y niveles de producción previos al desastre.

Con ocasión de los fuertes daños ocurridos este año, que ha conmocionado al país y consecuente con la resonancia que, en estos casos, le dan los medios de comunicación masivos, han surgido una serie de cuestionamientos y, de las simples preguntas de años anteriores: ¿Cómo es posible que suceda ésto? ¿Por qué no se hizo ésto, aquéllo o lo de más allá? ¿Qué ha hecho, hace o hará el Gobierno? se ha pasado a la acusación dictada por la desesperación. En estos artículos se trata de explicar, sintetizando, el cómo y por qué de los fenómenos ocurridos y a partir de su conocimiento tratar de buscar y sugerir soluciones razonables.

1. EL CLIMA DE LA COSTA PERUANA

1.1 Cordillera de los Andes y Corriente Marina Fría

El Perú está totalmente enclavado en la zona tropical cuyo límite Sur es el trópico de Capricornio (23° 28' S) y su clima debería ser cálido, húmedo y lluvioso, con variaciones de intensidad de precipitación y temperatura impuestas más que por la distancia al Ecuador Terrestre, por las alturas sobre el nivel del mar. Nuestra costa en especial, de acuerdo con la referida situación continental, debería estar llena de vegetación exuberante gracias a un régimen de lluvias abundantes. Igual debería ocurrir en las laderas de la cordillera que miran al Pacífico.

La realidad, en cambio, es totalmente diferente, la costa peruana es una sucesión de los desiertos más áridos del mundo y las laderas occidentales de la cordillera permanecen (por lo menos hasta cierta altura) yermas y desnudas. Desiertos como el de Majes, por ejemplo, no han recibido lluvias significativas desde hace, según los expertos, no menos de 100 millones de años. En él se han observado precipitaciones del orden de 20 mm/año cuando la evaporación alcanza a más de 3,000 mm/año, cifras que lo sitúan (junto con otros desiertos peruanos, el de Atacama en Chile y el valle de la Muerte en EE.UU.) entre los más áridos del mundo, como se indicó.

Aunque los procesos climáticos obedecen a factores múltiples cuyas combinaciones son complejas, múltiples y desconocidas, las causas tangibles inmediatas de la realidad climática peruana, en especial de la faja costera y, por lo menos, las cuencas serranas de la vertiente del Pacífico son resultado de la interacción de dos colosos: la Cordillera de los Andes y la Corriente de Humboldt.

La Cordillera es una inmensa pantalla fija que obliga a las masas de aire caliente y llenas de humedad que vienen desde la extensa cuenca amazónica, a resolverse en lluvias orográficas al ascender a grandes alturas. Queda fijada así una zona cordillerana, de área variable, donde ocurren lluvias temporales todos los años pero de intensidad variable, pues ésta depende del tipo de año hidrológico.

La Corriente Fría de Humboldt, es un fenómeno dinámico del Pacífico que ha tenido, y tiene, papel preponderante en la modificación del que debería ser "lógico" clima costero, porque:

- 1) Restringe fuertemente, al enfriar el agua, las tasas de evaporación desde el Pacífico, reduciendo proporcionalmente los posibles volúmenes de lluvia potencial; y
- 2) Al enfriar a las capas de aire en contacto con el espejo de agua, reduce considerablemente el poder de ascender de esa masa de aire, cuya pequeña humedad suele condensarse a poca altura formando las nieblas costeras, que alimentan a las llamadas "lomas" o "pastizales efímeros".

Este fenómeno provocado por la corriente, impide a las nubes cargadas de vapor que vienen de la selva a descender hacia la Costa mientras que la débil humedad del aire costero no puede ascender y tampoco puede generar lluvias importantes, definiéndose así entre ambas una masa de aire de poca humedad relativa, prácticamente inmovilizada, cuya persistencia a lo largo de los años ha dado lugar a los desiertos. El ancho de la faja desértica es variable y las alturas hasta las cuales se produce esa desertización varía entre el nivel del mar (en Tumbes) hasta más de 4,000 msnm, en Tacna. En el gráfico N° 1 se puede observar el rango de las precipitaciones en la zona desértica, menos de 20 mm/año, cuando la evaporación es superior a los 2,500 mm/año.

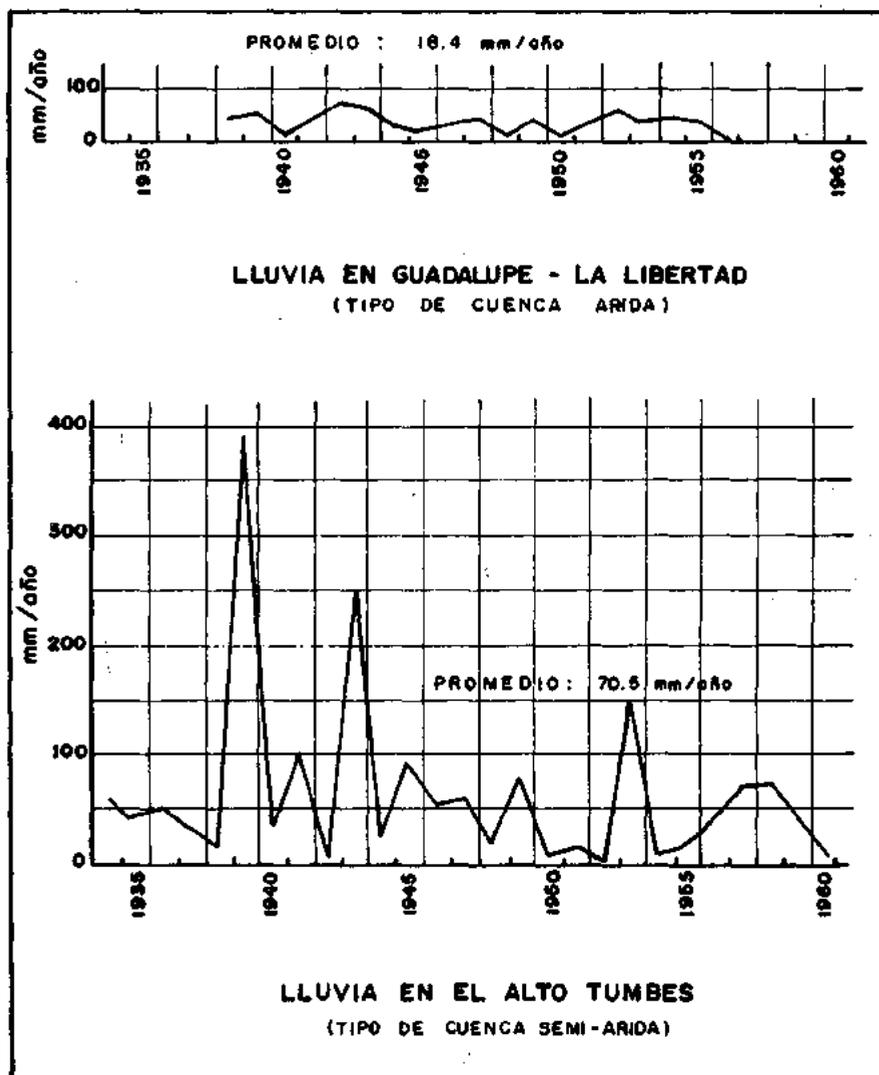


Gráfico No. 1

1.2 La Corriente del Niño. Su Incidencia

La corriente caliente, llamada del Niño, es un brazo terminal de la de California (originada a su vez, por la Kuroshivo, del Japón) que corre de Norte a Sur, es decir, contraria a la de Humboldt, que se va perdiendo lentamente al entremezclar sus aguas con las frías de esta última. Cuando estos encuentros ocurren enfrente del Ecuador las condiciones climáticas, de la costa peruana, son "normales", es decir, se producen las lluvias orográficas, hay aridez en la costa y las descargas de los ríos ocurren dentro de los límites usuales.

Desde que las corrientes son elementos dinámicos, no existe un área específica donde, persistentemente, se efectúe ese encuentro sino que puede ocurrir en cualquier punto de una amplia extensión de mar. Esas diferentes ubicaciones sucesivas ocasionan "fluctuaciones" climáticas a lo largo de los años, en la costa del Pacífico.

Cuando el área de convergencia se desplaza hacia el Sur, más de lo usual, se producen precipitaciones de importancia en ciertas áreas de la costa peruana. Esto se debe a que, permaneciendo las lluvias orográficas más o menos las mismas y en su área, acusan su presencia y se suman a ellas las lluvias convectivas procedentes del Océano. En efecto, consecuentes con la mayor temperatura del agua del mar, las tasas de evaporación son más altas y las masas de aire, ahora húmedas y calientes, pueden ascender fácilmente. La suma de ambas precipitaciones determina mayores y más persistentes masas de lluvia, abarcando además mayor área de cuenca o toda ella. Cuanto mayores sean los desplazamientos hacia el Sur y la temperatura del agua del Pacífico, mayores en intensidad y frecuencia serán las lluvias y abarcarán una extensión mayor de costa.

Resumiendo, la acción de la Corriente del Niño, se podría definir como liberadora de las restricciones climáticas actuales de la Costa Peruana, con lo cual ésta recupera su clima típicamente tropical que debería ser el normal.

1.3 Periodicidad y Frecuencia

Como lo prueban las experiencias habidas en años pasados, las grandes precipitaciones y sus secuelas se repiten según algún período de recurrencia. Los geólogos y arqueólogos han podido establecer, a partir del estudio de suelos y sub-suelos, varias ocurrencias anteriores fijando, aproximadamente, la época en que se produjeron. Entre los registrados se encuentran algunos como el de 1891 que originó el cambio de trayectoria del Río Piura; en 1925 se produjeron también desastres importantes (quedó enterrado, como ejemplo, el Muelle y Puerto de Samanco) y hemos llegado a los de 1982 y sobre todo 1983 que no sólo sería el peor de todos sino que abarca mayor extensión.

La muy sucinta relación hecha se refiere a los sucesos de mayor magnitud, pues de rangos menores se han producido muchos: 1931, 1939, 1972, etc. Esta sucesión de años con problemas ha dado lugar a la búsqueda de una relación numérica que permita, eventualmente, predecir la nueva oportunidad de repetición y se ha hablado de diferentes períodos de recurrencia. Infortunadamente el período estadístico es muy corto y no ha sido posible lograr una relación razonable. Se sabe, con seguridad, que el fenómeno volverá a ocurrir pero no cuándo ni con qué intensidad. (ver gráfico N° 1).

Cuando se trata de fenómenos naturales que se repiten con intensidad variable, cada vez, y en especial en Hidrología se recurre a una figura convencional que establece una relación fenómeno/tiempo. Se dice, por ejemplo, que una intensidad 1 corresponde a un período de recurrencia de 20 años, que uno de intensidad 2 a uno de 50 años y que otro de 3 a 100 años y así sucesivamente. Esta es solamente una manera de racionalizar esa relación fenómeno/tiempo y constituye, en realidad, una escala de magnitudes que sirve, en ingeniería, para establecer la relación economía/proyecto para cubrir una magnitud dada de riesgo. De allí que una obra de costo n será diseñada para un riesgo de magnitud 1 que, se supone, ocurrirá una vez en 25 años. Para cubrir un riesgo 2 es probable que el costo de la obra alcance 2 (o más) n y podrá servir, eficientemente, para cubrir un riesgo que se supone será igual a uno de 50 años de recurrencia y así sucesivamente. El problema grave estriba en que, desde que estos fenómenos están ocurriendo desde hace muchos millones de años, nunca se sabe cuándo se inició el período correspondiente a un fenómeno del tipo 1,000 años, por ejemplo, y éste puede tener lugar en cualquier momento y arrasará con las obras que, dentro de las ineludibles exigencias económicas tomadas en cuenta, han sido diseñadas para fenómenos de intensidad correspondiente a 50 ó 100 años de recurrencia, de acuerdo a la escala convencional.

El lector se dará cuenta, con mayor claridad, de las dificultades, hoy insalvables, que no permiten establecer una periodicidad definida o siquiera medianamente aceptable, al examinar las razones que luego se exponen relacionadas con un elemento netamente dinámico, dependiente de múltiples factores: las lluvias.

2. CUENCAS, LLUVIAS Y ESCORRENTIAS

2.1 Isoyeta 250 mm/año

La masa de agua caída en una cuenca (cientos de miles de $m^3/año$ por km^2) se distribuye para cubrir varios 'usos'. Evaporación, consumo esencial de las plantas, infiltración a suelos y sub-suelos, y lo que excede a estos usos, integra las corrientes de agua de riachuelos, arroyos y ríos. Esta última es la escorrentía. Desde que tanto la evaporación, como el consumo de las plantas y la infiltración tienen un límite, relativamente modesto, cuanto mayor sea el excedente mayor será la escorrentía. A mayores lluvias mayores descargas de los ríos, mayores masas de agua en busca de una vía de evacuación y correlativamente mayor erosión y mayor arrastre de sedimentos.

El ingeniero don Carlos W. Sutton (ver nota) estableció tentativamente que, en cuencas peruanas, se podría admitir que lluvias hasta 250 mm/año, es decir, unos 250,000 m^3 de agua por km^2 , de cuenca satisfacen cuando más a todos los usuarios y no se produce escorrentía. Lluvias mayores de 250 mm/año producen escorrentía y los caudales generados serán tanto más grandes cuanto más supere la precipitación esa intensidad límite. La iso yeta 250, por consiguiente, separa aquella área de cuenca llamada 'árida' porque no produce escorrentía de la húmeda (o 'efectiva') que sí la produce (ver gráficos N° 2 y N° 3).

2.2 Cuenca Semi Arida

Los conceptos de cuenca HUMEDA y cuenca ARIDA son claros y definidos y sus características también.

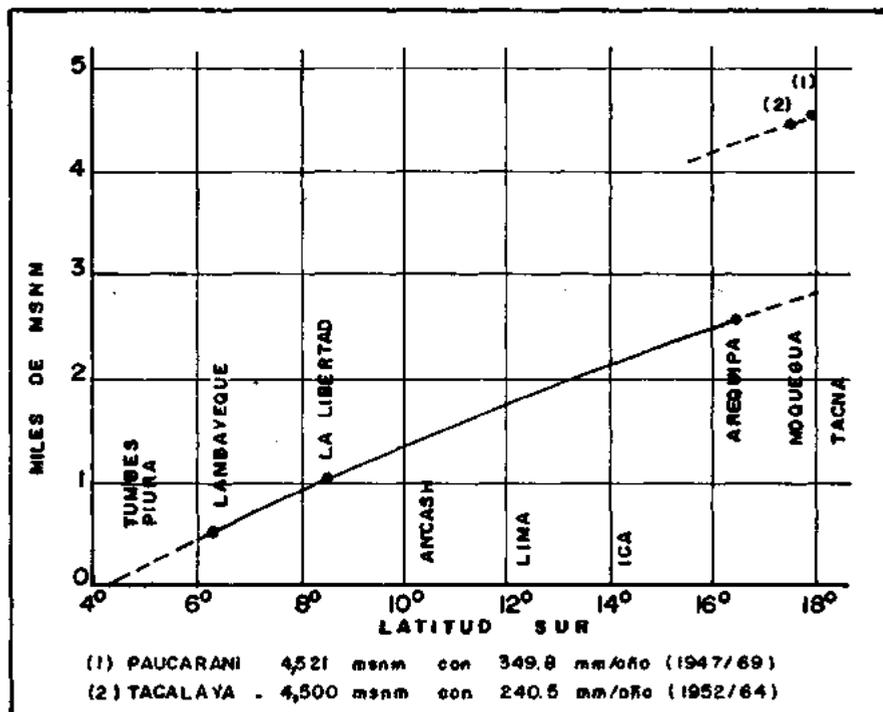


Gráfico No. 2 CURVA SUTTON
 ALTITUD DE LA ISOYETA 250 mm/año
 EN FUNCION DE LA LATITUD

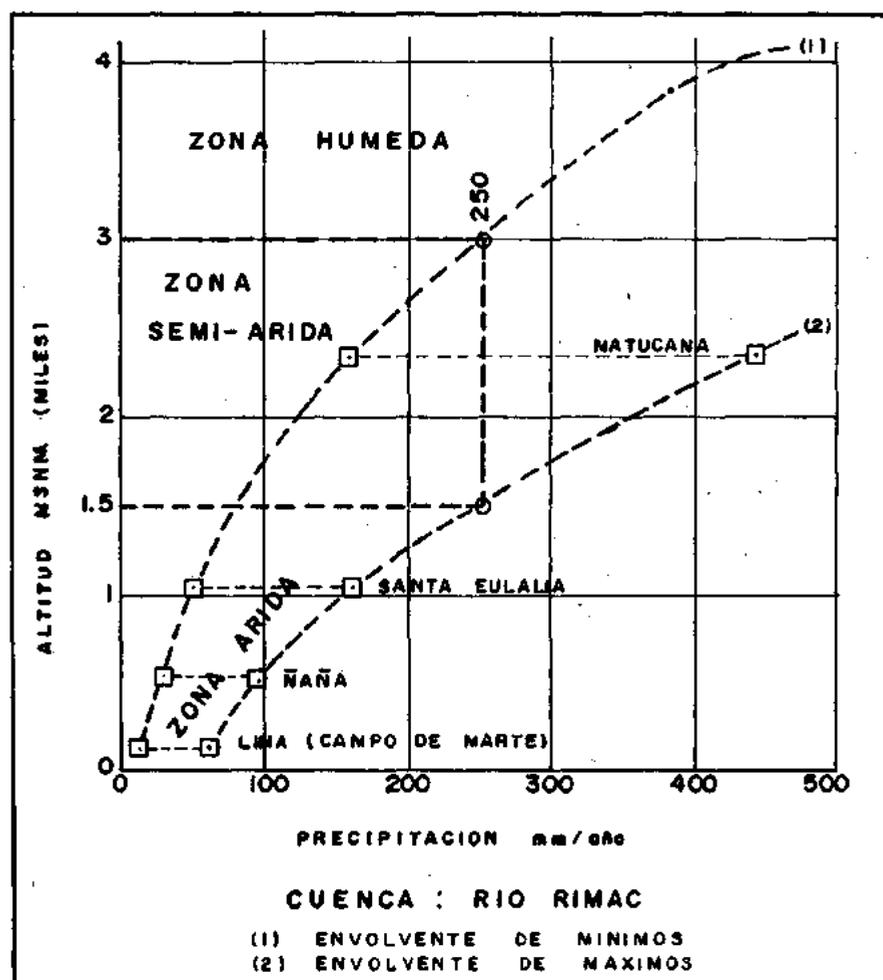


Gráfico No. 3 ZONIFICACION DE UNA CUENCA

CUENCA HUMEDA recibe agua suficiente para cubrir las demandas de los usuarios y por consiguiente mantiene una vegetación permanente, las condiciones para la erosión son mínimas o nulas y los problemas derivados de la dinámica de las aguas superficiales y/o subterráneas son previsibles y, hasta cierto punto, manejables.

CUENCA ARIDA es, en teoría, aquella que no recibe lluvia, sin embargo se considera que hasta unos pocos milímetros de precipitación anual no le quita su carácter de tal. La vegetación varía entre nula y escasa, tratándose, en este último caso, de plantas generalmente xerófitas, es decir, vegetales que disponen de mecanismo para buscar y obtener agua de la atmósfera y/o de acuíferos profundos. La cuenca en general, ofrece muy poca defensa contra la erosión pues los suelos (por falta de cubierta vegetal suficiente) son fáciles de remover y también los sub-suelos. El comportamiento de estas cuencas, ante aguas superficiales y/o subterráneas es difícil de prever y diagnosticar.

CUENCA SEMI-ARIDA, desde que la isoyeta 250 mm/año no permanece inmóvil a lo largo de los años sino que, por ser un proceso definitivamente dinámico, cambia constantemente de ubicación en concordancia con el tipo de año hidrológico, se presentan en cada cuenca una faja donde, alternativamente, hay condiciones de aridez o de humedad (en el sentido de lluvia superior a 250 mm/año). Es la cuenca semiárida de difícil comportamiento hidrogeológico, que origina los grandes problemas y acusa, de inmediato, el impacto resultante de la inter-acción de las corrientes fría y caliente, de Humboldt y del Niño, respectivamente.

En una cuenca de este tipo pueden ocurrir varios años con precipitaciones muy escasas o nulas (se han dado casos hasta 7 ó más años pobres o muy pobres, consecutivos) y también años húmedos y muy húmedos. El cúmulo de fenómenos hidrogeológicos, acumulativos unos y aislados otros, de la precipitación, son de toda índole y abarcan un rango de magnitudes muy amplio (ver gráfico N° 3).

En nuestras cuencas, en especial las costeras, dos factores coadyuvan muy seriamente para generar peligros potenciales y/o actuales: la escasa vegetación y las fuertes gradientes de las laderas cordilleranas. La erosión (por falta de cubierta vegetal) es, como regla general, muy importante y el transporte de los sedimentos de toda magnitud (pues hay que incluir los provenientes del intemperismo de las rocas) es grandemente 'favorecido' por las fuertes gradientes. De allí que cuando hay masas de escorrentía en acción, se producen las avalanchas semi-líquidas (yapanas), semi-sólidas (llocllas) que cuando se presentan violentamente (huaycos) son indetenibles mediante métodos o procesos de ingeniería económicamente razonables y que sean efectivos a corto plazo.

La Curva Sutton

Las cuencas peruanas de la vertiente del Pacífico presentan, normalmente, los tres tipos de cuenca, húmeda, árida y semi-árida. Mientras no recibían la influencia del fenómeno del Niño el complejo hidrogeológico funciona dentro de límites "normales", con problemas rutinarios y manejables casi siempre. Cuando la influencia generada por dicho fenómeno es excesiva, en uno u otro sentido, ocurren ya sea la tropicalización violenta del área semi-árida o la sequía extrema. Dentro de los extremos esquematizados hay, desde luego, diferentes grados de intensidad en función de la magnitud de las causas y el área comprometida varía, aumentando o disminuyendo, constantemente.

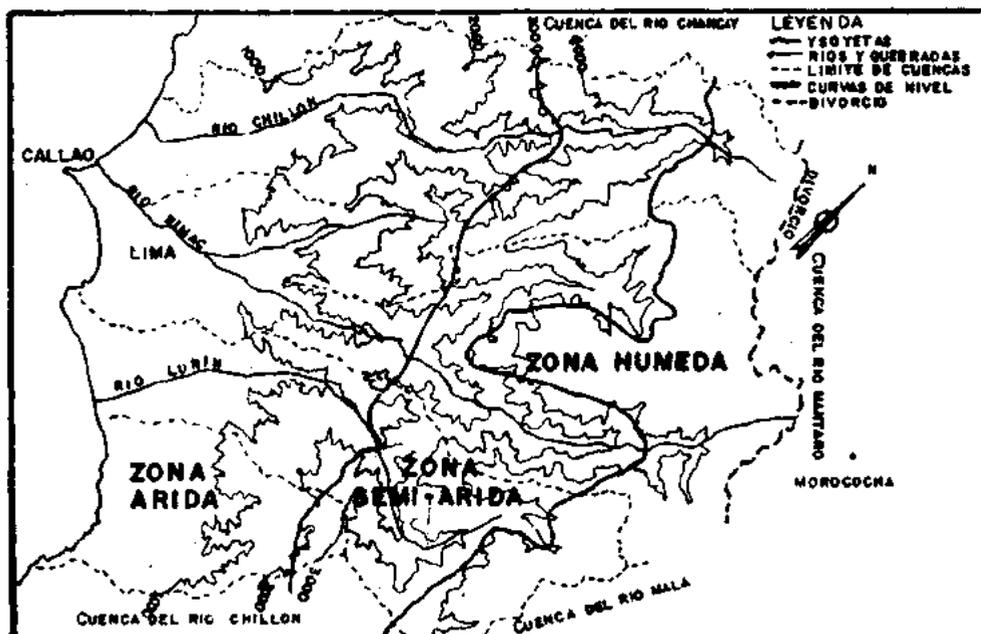
Hasta aquí se ha tratado, casi exclusivamente, del fenómeno del Niño como el factor tangible más resaltante pero, como en todo proceso complejo, y éste lo es en grado sumo, intervienen en grado menos conspicuo los anticiclones, el vulcanismo (investigadores acuciosos han establecido ciertas secuencias de evidente paralelismo entre estos fenómenos y efectuado comprobaciones interesantes) y otros más.

Las cuencas norteñas solamente presentan zonas húmedas y semi-áridas pues las lluvias, esporádicamente, llegan a más de 250 mm/año a pocos metros sobre el mar. Conforme se avanza hacia el Sur (y la incidencia de la corriente fría de Humboldt es cada vez más nítida y única) el límite promedio de la isoyeta 250 se sitúa cada vez más alto llegando, en Moquegua y Tacna a ocurrir, normalmente, a altitudes superiores a los 4,000 msnm. En este último caso se define claramente la presencia de los tres tipos y, mientras más al Sur, las áridas son cada vez de mayor extensión. En la región de Lima la altura estaría por cerca de los 2,000 msnm (ver gráfico N° 3).

La curva que relaciona la altitud promedio de la isoyeta 250 mm/año con la latitud Sur, es llamada CURVA SUTTON.

2.3 Zonificación de las Cuencas

Consecuente con la variable disposición de las lluvias en una cuenca, en función del año hidrológico, se acusa la presencia de áreas variables y de límites pocos precisos correspondientes a cada tipo de cuenca: húmeda, semi-árida y árida. Como ejemplo se incluye un plano esquemático de la Cuenca del Río Rímac donde tan grandes catástrofes han ocurrido en los últimos años (ver plano N° 1).



Plano No.1 RÍO RÍMAC
(ZONIFICACION HIDROLOGICA)

La cuenca húmeda "normal" del Río Rímac es del orden de 1,245 km², es decir, corresponde al 36.7% del área total y en ella se generan masas anuales de escorrentía del orden de 900 millones de m³/año, o sea con descargas mayores del orden de 85 m³/s promedio. (Hay más de 55 años de estadísticas). Las zonas semi-áridas con 925 km² (27.3% del total) y la árida con 1,220 km² (36%) ocupan el resto de los 3,890 km² del total de cuenca hasta el mar.

Cuando el fenómeno del Niño hace sentir su acción la isoyeta 250 desciende hasta el límite inferior de la semi-árida y se produce escorrentía en un área 175% mayor de lo normal. Puede rendir, entonces, casi 1,500 MMC/año y producir caudales hasta de 500 m³/s. (No se dispone, todavía, de cifras estadísticas de 1983).

Si bien estas cifras, promedio, son explícitas y espectaculares, no reflejan la situación de los caudales generados en quebradas laterales usualmente sin agua y que, de un momento a otro, pueden descargar decenas y cientos de m³/s.

Como estos caudales extremos se producen luego de varios años (el 70% del tiempo ocurren escorrentías normales) arrastran consigo grandes cantidades de sedimentos generados y depositados en los años intermedios, por intemperismo en las áreas yermas y desnudas de las inclinadas laderas cordilleras: son los huaycos, llocllas y yapanas.

Notas:

Como la extensión de este artículo es ya excesiva, en próximo número se tratará de la relación entre estos procesos naturales de la fisiografía, ecología y geología para sugerir planteamientos de soluciones de los pertinentes problemas.

CARLOS W. SUTTON, ingeniero peruano (de origen americano) que inició en el Perú la era de la hidrología aplicada a proyectos de irrigación. Genial e incansable partió de cero y ha dejado una rica herencia en esta tecnología específica. Durante casi 40 años estudió la hidrología en nuestro país y estableció las bases de todos los proyectos peruanos de irrigación.

SEGUNDA PARTE

En la primera parte de este artículo se trató del fenómeno del Niño, brevemente, sus secuelas: inundaciones, huaycos, yapanas, etc. No es necesario abundar sobre su peligrosidad y cuantía de daños, actuales y su proyección al futuro, cuya gravedad es manifiesta y por ello se hará, en este artículo, sucintos comentarios relacionados con soluciones para estos problemas.

Parece oportuno, al tratar de estos asuntos, exponer algunas reflexiones de importancia indudable pues, si bien se refieren al comportamiento humano (acentuadamente peruano, en este caso) su incidencia para llevar a buen término las soluciones pertinentes, es contundente. En efecto, para lograr resultados es necesario considerar lo siguiente:

1) Decisiones inmediatas y definitivas

Los fenómenos naturales que producen estos problemas exigen soluciones

que requieren muy largos períodos para dar resultados tangibles y satisfactorios, por consiguiente, es imprescindible tomar decisiones inmediatas para lograr resultados en tiempo oportuno. Ojalá que, en esta ocasión, surta efecto el factor catalizador que significan las calamidades sufridas en este año y las, al parecer probables, del próximo.

Al respecto conviene resaltar que la magnitud de los daños derivados de estos fenómenos son, en alguna forma, función del mayor uso del territorio nacional por una población cada vez mayor y cada día con mayores exigencias de todo orden (alimentación, vivienda, comunicación, etc). Los daños ocurridos en períodos críticos similares anteriores (como ejemplos: 1891 y 1925 en cuanto a huaycos e inundaciones y, en el Sur, la sequía del período 1936/45), no tuvieron ni los alcances ni la resonancia de los producidos en años recientes (1972 y 1983).

La cifra del Cuadro N° 1 y el gráfico N° 1 son sumamente reveladoras.

En primer término el promedio nacional ha crecido, en algo más de 100 años, de 2 a 13 Hab/km² (6.5 veces) y es probable que el año 2000 haya llegado a más de 20 Hab/km². Dentro de este contexto el Norte (Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad y Cajamarca) ha crecido al mismo ritmo del promedio nacional (7 veces) llegando a una densidad de 35 Hab/km², determinando -con excepción de Lima 140 Hab/km² 1981 y 20 aumentos- la mayor ocupación territorial.

Desde que la ocupación del territorio, ya se refiera al crecimiento de las ciudades, a la mayor exigencia sobre la producción agropecuaria o a la mayor intensidad del uso de las vías de comunicación, es proporcional a la mayor población, resultaría que los daños que en 1940 afligieron a 1 persona, en 1983 han lesionado a 3 personas con intensidad claramente mayor que la simple relación 3/1. Obsérvese que, de acuerdo a las tendencias expresadas geométricamente en el gráfico, al año 2000 es probable que se haya duplicado la población actual y entonces el daño recaerá sobre 6 veces más personas y la relación será mucho mayor que 6/1. Faltan 16 años para el 2000 y las decisiones deben ser tomadas de inmediato para lograr, a tiempo, realizaciones que eviten los daños futuros o los circunscriban a límites razonablemente estrechos. No se puede olvidar que la acción de la naturaleza es continua, persistente y sin pausa y exige del actuar humano lo mismo para lograr resultados adecuados y consistentes.

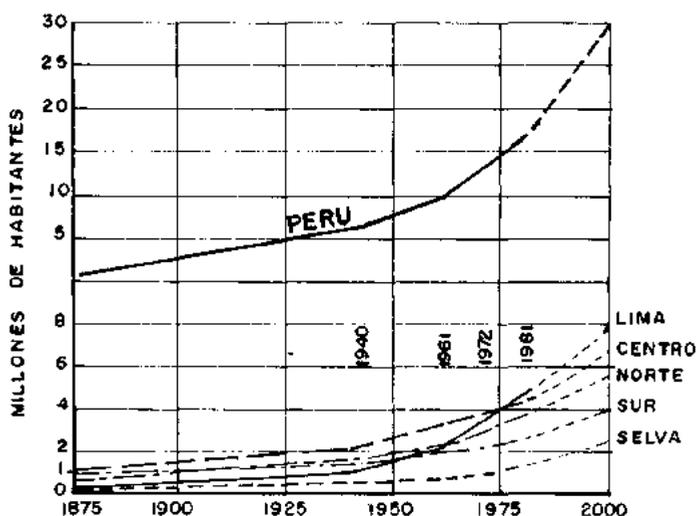


Gráfico No.1 POBLACION DEL PERU

Cuadro N° 1

PERU
OCUPACION TERRITORIAL
Hab/km²

ZONA (1)	AREA km ²	A Ñ O S						(2)
		1876	1940	1961	1972	1981	2000	
Norte	113,	5	13	21	28	35	53	6'0
Centro	244,	4	9	12	16	18	25	6'0
Sur	243,	3	6	7	9	11	16	4'0
Selva	651,	0.15	0.5	1	1.4	2	5	3'0
LIMA	34,	7	24	60	102	140	235	8'0
PERU	1'285,	2	5	8	11	13	24	31'0

- (1) Norte : Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad y Cajamarca.
 Centro: Ancash, Pasco, Junín, Ica, Huancavelica, Ayacucho, Apurímac, Callao y Huánuco.
 Sur : Arequipa, Cuzco, Puno, Moquegua y Tacna.
 Selva : Loreto, Amazonas, San Martín, Madre de Dios, Ucayali.
 LIMA : Lima (Departamento).

- (2) Para el año 2,000 se incluye población total y unitaria estimadas directamente del gráfico, en millones de habitantes y Hab/km².
 Areas redondeadas y en miles de km².

2) Persistencia indeclinable de acciones siguiendo una ruta clara y definida

Como se observará más adelante, las soluciones a este tipo de problemas son, normalmente, simples en su concepción estructural, de poca notoriedad cada una de las partes del sistema pero deben ser ejecutadas sin pausa ni discontinuidad.

Las diversas estructuras componentes de un proyecto de esta índole forman a modo de piezas de un gran rompecabezas, de tal modo que la operación y el comportamiento de una de ellas repercute en la operación y comportamiento de la(s) otra(s). Cuando todas las piezas del rompecabezas han sido terminadas y colocadas en su lugar se habrá logrado recién el 100% de eficiencia de operación. Esto se consigue después de largo tiempo de realizaciones y en un contexto de variable intensidad de los fenómenos a los cuales se trata de controlar. De allí que sea necesario persistencia indeclinable de acciones, sin desánimos temporales provocados por la ausencia del fenómeno.

Conviene recalcar, a partir de lo expuesto y haciendo hincapié en ello, que la reducción de la intensidad del fenómeno potencialmente dañino o una aparente "calma" no significa que éste ha terminado y por ello abandonar u olvidar el proceso. Se puede repetir en cualquier momento, como se explicó en la primera parte.

3) Planteamiento Integral

Este es un asunto eminentemente técnico y, en gran medida, el aspecto más fácil de los hasta aquí comentados. Las soluciones consecuentes con la ineludible interdependencia e interacción de los diversos factores que actúan en el contexto, deben considerar la visión panorámica de la cuenca y región, es decir, se trata en todos los casos de soluciones integrales.

Los procesos comienzan con las lluvias que ocasionan erosión por impacto, escorrentía e infiltraciones. La escorrentía provoca, a su vez, erosión y transporte de materiales manifestándose mediante caudales de variable magnitud (huaicos, riadas) cuyos efectos se amenguan o agravan en función de gradientes y recorridos (fisiografía de la cuenca) y también produce infiltración. La infiltración recarga acuíferos y produce, a veces, daños por exceso desestabilizando las estructuras geológicas. Esta simple enumeración de fenómenos parciales, dependientes unos de otros, puede ilustrar mejor el por qué de un proyecto integral. Esto mismo ayudará a comprender el por qué no se deben reducir o interrumpir los procesos y realizaciones, y el por qué se debe evitar que, cuando se produzcan otra vez los daños, (además de las recriminaciones y la grito correspondiente) se formule impresionantes y sofisticados proyectos, usualmente de costo desproporcionado, poco eficaces con alta probabilidad, los cuales, al final y por lo mismo, también son olvidados.

"GOBERNAR LA MONTAÑA ES GOBERNAR EL RIO"

Nada más apropiado y aplicable a nuestra realidad hidrogeológica, que este viejo aforismo chino, conclusión reflexiva de la lucha milenaria de un pueblo milenario que ha logrado metas importantes para controlar estos fenómenos. Hay que agregar, a la experiencia china, los interesantes logros de los incas y pre-incas en el ámbito nacional gracias a la planificación regional y a la sistemática persistencia operacional la cual, desgraciadamente, ha sido interrumpida, olvidada en los 500 años que van desde la Conquista hasta nuestros días.

Es en la cuenca, es decir en la montaña o serranía donde ineludiblemente se originan estos procesos hidrogeológicos a partir de la precipitación variable en su intensidad y es allí donde se debe establecer los controles a los fenómenos inducidos a los que da lugar, ya que es imposible detenerlos o eliminarlos.

Las realizaciones inca y pre-inca, en este campo, se expresaron: en andenerías que además de producir un mayor y mejor uso del suelo eliminaba o reducía la erosión por corte y transporte; formación de bofedales que además de retener y laminar la escorrentía mantenían, por sub-irrigación, ricas áreas de pastoreo; construcción de cochas, es decir, pequeños embalses retardadores de la escorrentía y laminadores de caudales que, además, actuaban como proveedores de agua de riego en estiaje; derivaciones de aguas superficiales de ríos y quebradas, canales de riego mediante los cuales lograban, dentro de los condicionantes climáticos, amplia cobertura vegetal (pastizales, arborización) estabilizadora de los suelos y otras realizaciones, cuya operación y mantenimiento eran cuidadosa y persistentemente observados.

En los valles donde inevitablemente se producen la acumulación de efectos se realizó, en esas ya lejanas épocas, toda una planificación tanto para un mayor e intensivo uso del territorio como en el sentido de transporte humano de distribución del agua, etc. De allí resultaron los cauces para derivar grandes caudales en la época de avenidas y un ejemplo (entre otros más) es el

Valle de Ica donde la capacidad de captación y derivación de los grandes cauces como La Achirana (30 m³/s), Macacona, Quilloay, Tacaraca, etc. llega hasta un total del orden de 90 m³/s, que permitía una dispersión rápida de aguas de riadas y posterior almacenamiento en los acuíferos para procesos de sub-irrigación (puesto que no conocían la tecnología de pozos profundos) durante el estiaje. Eran procesos de laminación y dispersión de grandes caudales para reducir o eliminar los daños consecuentes producidos por éstos.

Siguiendo esa misma planificación (y esto es fácil comprobar en fotografías aéreas) los caminos seguían los divortia entre cuencas, donde no había peligro de huaycos, yapanas, derrumbes, etc. que se dinamizan en los períodos críticos normales (época de lluvias) excesivamente en los oronormales (consecuencias del fenómeno del Niño). Por razones idénticas los centros poblados abandonaron las planicies y/o conos de deyección, donde los peligros potenciales debidos a inundaciones y/o huaycos eran evidentes, y se asentaron en laderas y collados. Eran, no solamente medidas de seguridad sino, eminentemente, medidas económicas al preservar vidas y haciendas.

Estas importantísimas, aunque no espectaculares, realizaciones que permitieron "gobernar la montaña" y planificar el valle han sido olvidadas y violentadas. Se ha olvidado a la montaña y se ha implementado infraestructuras de todo tipo, en los valles, en forma caótica sin visión integral de conjunto.

PLANIFICACION INTEGRAL DE UNA CUENCA

Consecuencia de lo expuesto se deduce que las soluciones de estos problemas exigen un acucioso sistema a base de planificación, estructural y cronológica, de obras múltiples y acciones variadas. Para el caso nuestro, por lo menos en lo que a las cuencas del Pacífico se refiere y cuanto antes, es necesario elaborar proyectos clave e iniciar las acciones del caso.

Desde el punto de vista técnico, estos planteamientos integrales, no son difíciles en sí mismos pero exigen una visión total de la región para la cual se proyectará el "mosaico" de obras mayores y menores, así como sus prioridades, concatenación, metodologías y sistemática de operación y mantenimiento.

Estos proyectos regionales incluyen diversidad de factores y considerandos, como se indica luego en breve síntesis, los cuales deben ser ponderados, relacionados y encajados dentro de una gran unidad.

Aspectos Fisiográficos.- Nuestra serranía, en especial en las laderas y contrafuertes que descienden hacia el Pacífico, es agreste y movida, con grandes desniveles y fuertes gradientes. Es menester plantear obras y formas de amenjamiento y/o eliminar los efectos de tales desniveles y gradientes en la escorrentía. Esto presupone la adopción de andenerías, surcos según las curvas de nivel, pequeñas estructuras "grada", caídas, etc.

Aspectos Geológicos.- La geología de los Andes es una geología joven, activa que se expresa en estructuras poco estables y fáciles de desestabilizar: erosión, arrastres, derrumbes, etc. Será necesario considerar proyectos parciales que reduzcan (puesto que no es posible eliminarlos) estas desventajas, como por ejemplo, forestación, estructuras de fijación y sostenimiento, etc.

Aspectos Ecológicos.- Estos, junto con los hidrológicos, son los procesos más complejos y difíciles. Nuestras cuencas del Pacífico sufren, en este sentido, limitaciones muy serias:

- a) Por razón de la presencia de zonas áridas y semiáridas que limitan tremendamente la posibilidad de cubierta vegetal, persistente y adecuada, consecuencia de la falta de abastecimiento de agua;
- b) Por razón de la altura, pues por encima de los 3,800 a 4,000 msnm, el clima, de dureza extremada, reduce a escasos tipos de pastos, pequeños y muy rústicos, la vegetación capaz de vivir en las serranías. A partir de los 4,500 msnm prácticamente no hay vida vegetal.

Estas condiciones naturales dificultan, grandemente, soluciones sencillas de simple reforestación, por ejemplo. Hay, siempre, exigencias adicionales de riego artificial, adecuación de las tierras (los andenes, por ejemplo), etc. Habría que adicionar, en las alturas, los efectos de las heladas (ver más adelante) que afectan muy seriamente contra la supervivencia de las plantas.

Desde este punto de vista la prospección de cochas, bofedales, pequeños embalses, canales de riego, etc. complementados por andenerías, surcado de laderas, etc. tenderán a resolver los problemas para lograr la cubierta vegetal satisfactoria que, además de la seguridad de acondicionamiento de la cuenca, representa una fuente de recursos económicos de origen agropecuario.

Aspectos Hidrológicos.- El agua que se produce en la cuenca, en forma de precipitación, escorrentía y subterránea es el poderoso agente, dinámico y tenaz, que ocasiona todos los problemas dando lugar a los daños que, en último término, habría que eliminar o, por lo menos, reducir tanto como sea posible. Junto con esta línea de acción es necesario, por el agua también un factor económico de primer orden, aprovecharla al máximo en proyectos de riego y en los de energía. En nuestro medio y, en especial en las cuencas del Pacífico, esta última ha sido grandemente privilegiada por la naturaleza en cuanto a desniveles. Entre las grandes alturas, donde se generan los recursos de agua, y las áreas de utilización agropecuaria caso al nivel del mar, hay grande disponibilidad de caídas para proyectos energéticos que, como parte de las soluciones, habría que aprovechar y desarrollar.

La proyección de las distintas partes de un proyecto integral, de esta índole, se basa en reglas simples y conocidas de tecnología hidráulica conjugadas, en gran medida, con planteamientos basados en el sentido común. Como un ejemplo, que permita visualizar mejor las consideraciones generalizadas, antes expuestas, se incluye un gráfico (Nº 2) relativo a la laminación de caudales. Se observará que los caudales punta naturales de pequeños ríos (que determinan por yuxtaposición las riadas de las grandes cuencas) exigirían relativamente modestos embalses de retención para lograr reducción espectacular de dichas puntas. Los requerimientos de embalses resultantes, que llegan apenas a algunos cientos de miles de m³, pueden ser fácilmente ubicables y se concretarían mediante presas muy modestas y de alturas probablemente inferiores a 10 m de altura y de costo proporcional (el costo de una presa varía, teóricamente, con el cubo de la altura). La circunstancia derivada de inversiones modestas que, además, pueden ser hechas escalonadamente para cuanto se tengan muchas por hacer, comparando con los beneficios que de ello se obtendría, hacen sumamente atractivos proyectos de esta índole.

Los resultados de desarrollos como el descrito, se expresan, finalmente, en caudales punta menores en los ríos y quebradas principales, más fáciles de manejar, que exigen obras de control menos espectaculares y más efectivas y que, si ocurrieran daños, serían de poca monta y significación, lográndose todo esto, a un costo razonable y manejable.

Como en el caso anterior se podría desarrollar ideas relacionadas con otro tipo de proyectos: andenerías, acondicionamiento de laderas, cauces de de

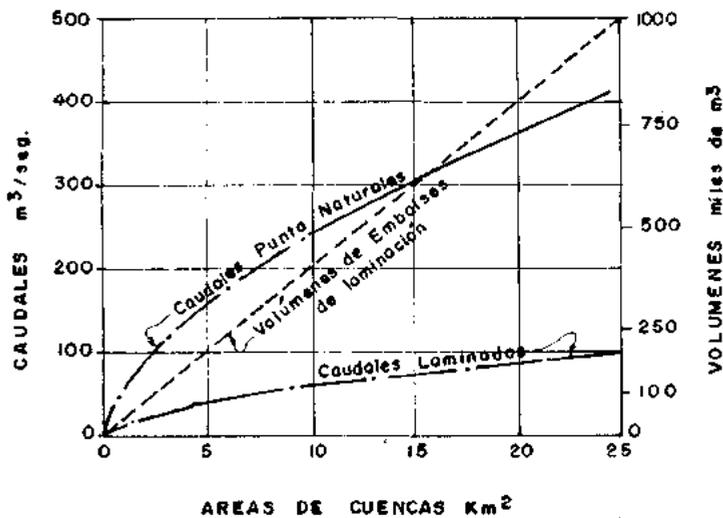


Gráfico No.2 PEQUEÑOS EMBALSES LAMINADORES

rivación y riego junto con las grandes prospecciones: grandes embalses, centrales de fuerza, etc. todas las cuales, aunque podrían ser financiadas y ejecutadas individualmente, deben ser planteadas como piezas interdependientes de un conjunto en los aspectos concernientes a operación y mantenimiento.

Como conclusión general, deducidas de las consideraciones anteriores, se llega a que hay soluciones reales, efectivas y económicas para los problemas de esta índole. Que no es razonable ni práctico proponer planteamientos complejos de corto plazo (o cortísimo, como es usual reclamar), llenos de complicaciones técnicas, pero que sí es procedente y lógico planteamientos integrales, compuestos por muchos proyectos, generalmente poco relevantes y más bien simples, que actúen como piezas interdependientes e interoperantes de un gran todo. Que es agente muy importante el edafológico que, a través de seres vivos, activos y persistentes en su acción (la cubierta vegetal) se opone exitosamente a esa fuerza dinámica, de peligrosidad fluctuante e imprevisible punto de aplicación, como es el agua en grandes masas conjugadas con factores fisiográficos y geológicos.

Conviene recalcar que el ingrediente principal, esencial, es la decisión humana de hacer y, sobre todo, persistir en la acción para lograr las metas apropiadas con indismayable voluntad.

DESIERTOS Y SEQUIAS

1.- Consideraciones generales

En términos panorámicos el fenómeno de la sequía, que debería ser llamada, con mucha mayor propiedad, deficiencia de agua, ocurre a todo lo largo y ancho del mundo y se presenta en períodos variables en cuanto se refiere a duración y frecuencia. La "sequía" se expresa en forma permanente en los desiertos, es decir, áreas sometidas indefinidamente a una aguda escasez de agua. Otra forma corresponde a deficiencias de dicho recurso durante períodos, los períodos críticos, de mayor o menor duración. En Perú se presentan ambos casos: de los 150,000 km² de Costa hay 80,000 km² de los desiertos más áridos del mundo y 63,000 km² de cuasi-desiertos y,

apenas, 6,500 km² de áreas cultivadas, es decir sólo el 4.5% y, en la Sierra, unos 100,000 km² (25% de la misma) están sometidas a esporádicas sequías, algunos de los cuales pueden abarcar hasta 6 ó 7 años consecutivos pobres en lluvias. Esto significa que el 20% del territorio nacional está afectado por el fenómeno de la sequía.

En el ámbito mundial no menos de 1/3 del área continental (casi 50'000,000 km²) corresponde a desiertos y áreas en proceso de desertificación y, lo que es más grave, se van extendiendo "inexorable y rápidamente", según lo establecen las conclusiones de la Primera Conferencia Internacional sobre Desertificación (Nairobi, 1977). Estos desiertos afectan a no menos de 700'000,000 de seres humanos, de los cuales unos 100 millones son agricultores, quienes han perdido sus tierras de cultivo. Se admite que unos 75 millones adicionales se verán afectados, por este fenómeno, a corto plazo.

En las áreas desérticas se producen lluvias esporádicas, a veces de gran intensidad, pero cuyo promedio anual no permite la vida persistente vegetal, fluctúa entre 100 mm/año (Sahara, Africa), 150 mm/año (Gobi, Asia) y alrededor de 200 mm/año (Australia). Los desiertos americanos son muchísimos más áridos: 70 mm/año en América del Norte (Valle de la Muerte, USA) y unos 20 mm/año en cualquiera de los peruanos y algo menos en Tarapacá y Atacama.

Como se acaba de indicar, aun en los desiertos hay una cierta intensidad de precipitación; conviene establecer entonces un criterio a partir del cual se puede calificar una zona como desértica (sequía grave y permanente) o transitoriamente deficiente de recursos de agua. En principio ese criterio se basa, esencialmente, en si hay o no suficiente agua, a lo largo del tiempo, para que haya vegetación que permita la vida humana y, después de luego, la vida animal. Ambos beneficiarios, la fauna y la flora, usan el agua ininterrumpidamente a lo largo de toda su existencia para sus vitales funciones fisiológicas y cuando no la hay suficiente, la planta o animal, muere. Los animales, incluyendo los humanos, consumen cantidades reducidas de agua. El hombre necesita alrededor de 1/2 litro/día (toda la humanidad consumiría apenas 4 millones de m³/día; el Perú entero unos 36,000 m³/día) pero necesita alimentos diariamente y esos alimentos (incluso carnes) significan un consumo muchas veces mayor de agua pues las plantas para producir cosechas requieren entre 4 y 6,000 m³/Ha/año hasta 12 a 20,000 m³/Ha/año como consumo neto.

Estas cifras establecen, con claridad, que es el consumo vegetal el determinante para establecer la condición de sequía de una área. Si se puede lograr cosechas se habrá superado esa condición.

De allí que, para el caso de cultivos de secano (riego natural, con lluvia únicamente) es necesario que las lluvias sean del orden de magnitud indicado, sobre 400 mm/año y para áreas con riego artificial es necesario contar con fuentes de agua que permitan conducir a las chacras entre 5 y 1.25 veces los volúmenes (4 a 5 veces en caso de riego tradicional: por surcos, por inundación, etc, y 1.25 veces en el de riegos sofisticados: aspersión, goteo, etc).

La Sequía en la Costa

En la Costa las 650,000 Has cultivadas están exigiendo probablemente alrededor de 10,000 millones de m³/año, agua que recibe de unos 133,000 km² de cuencas donde llueve alrededor de 400 mm/año. Conviene hacer notar

que la masa de lluvia promedio es del orden de 33 millones de m³/año y al ser utilizados solamente 10,000 MMC/año se está desperdiciando el 70% de los recursos promedio anuales.

Como se ve, los apenas 6,500 km² cultivados de la Costa se surten de los ríos que descienden de la Cordillera Occidental que suman unos 33,000 MMC/año, de los cuales solamente se utilizan 10,000 MMC/año y sin embargo, cada cierto lapso de tiempo ocurren sequías o deficiencias de abastecimiento de agua. La razón de estas ocasionales sequías corresponde con las variaciones de intensidad de la precipitación en la Cordillera y la correspondiente ubicación de la isoyeta 250 mm/año, como se indicó en la primera parte de esta exposición. Esto explica, por ejemplo, que el Río Ica descargue algún año 535 MMC (1925) y en otro apenas 77 MMC (1947). En el primer año hubo excedentes de agua que fueron al mar y en el otro alcanzó apenas a cubrir el 15% de los requerimientos del valle y determinó, por consiguiente, pérdidas enormes a la agricultura local.

La solución, en estos casos, estriba en grandes proyectos que teniendo un alcance plurianual permitan reservar los excedentes de agua de años con abundancia de ellas para completar los riegos en los años pobres.

Son proyectos más o menos sofisticados que requieren inversiones de importancia variable que pueden incluir algunas (o todas) las estructuras mayores como: túneles, presas, trasvases, etc. En forma genérica, se pueden sintetizar indicando que si bien requieren inversiones de mayor magnitud son, también por la cantidad, calidad y seguridad de la producción, los de más alto rendimiento económico. Las previsibles deficiencias de abastecimiento de agua quedan, si no totalmente eliminadas reducidas a un mínimo. El relieve nacional asegura, además, el beneficio adicional de amplia disponibilidad de energía hidroeléctrica.

3.- Sequías Serranas

Para explicar mejor los conceptos de "sequía" en su fase de deficiencia de abastecimiento de agua a la vegetación, conviene hacer hincapié en dos hechos fundamentales propios de la fisiología de los beneficiarios vivos: las plantas. Estos hechos son: (1) los rendimientos (cosechas, en este caso) disminuyen según tasas mucho mayores que las correspondientes a las deficiencias de agua y (2) que largos períodos -contados en más o menos días, solamente- con deficiencias del orden de 20% y muy cortos con 30% reducen a cero las cosechas y mueren las plantas de raíz pequeña que son, en gran mayoría, los cultivos alimenticios.

Por lo anterior, el 95% de las tierras de cultivo de la Sierra: 1'200,000 Has de secano son completamente vulnerables a las variaciones de precipitación. Los períodos críticos golpean en forma inmediata y contundente a la producción y, en consecuencia, afectan severamente a la economía de la población.

Desde el punto de vista de las lluvias es conveniente observar, en el gráfico N° 3, la forma y secuencia de precipitaciones anuales ocurridas, en largos períodos, en dos estaciones que representan -tentativamente- los dos casos típicos de la serranía peruana.

- a) En Huancayo, situada en plena serranía, zona donde las precipitaciones tienen una variación relativamente moderada y un promedio anual suficientemente alto (media 1922/77: 744 mm/año, con 15% de desviación estándar) las deficiencias o sequías, cuando las hay, son muy mo

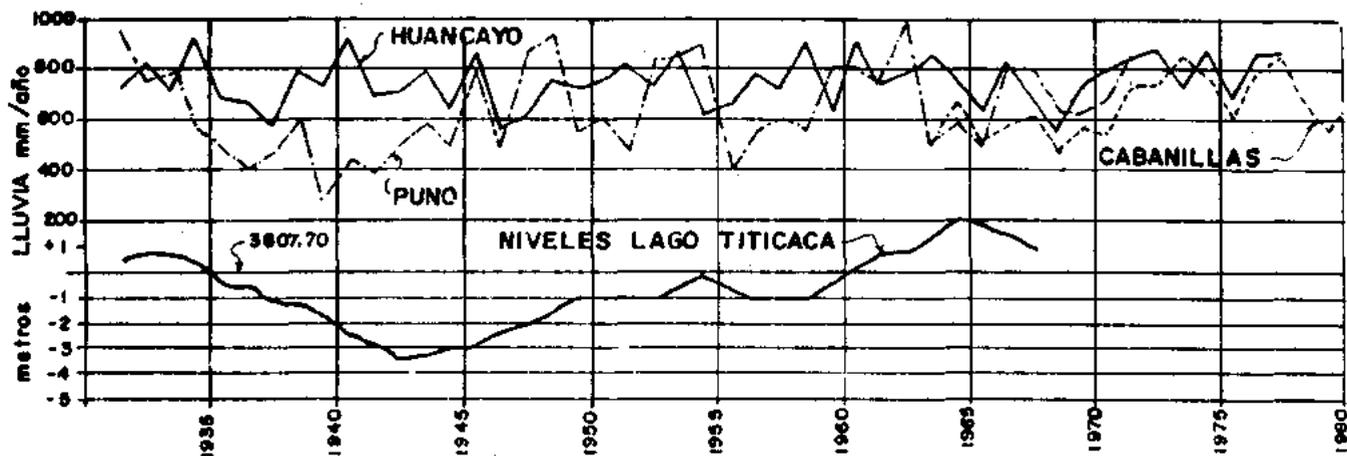


Gráfico No. 3

deradas (años 1938, 47 y 69 en el período considerado, es decir, 3/49 años o sea que la probabilidad de que ocurra cierto grado de sequía es del 6 en 100 años, apenas).

- b) En Puno, también en plena serranía pero en una área donde la isoyeta 250 mm/año se desplaza profundamente, el récord de precipitaciones acusa mayor fluctuación alrededor de un promedio anual más modesto (media 1932/72: 632 mm/año, 30% de desviación estándar) concretándose así deficiencias muchísimo más severas, de más alta persistencia y proporcionalmente con mayor poder destructor de la vegetación.

De lo anterior resulta que las sequías serranas son poco conspicuas en, aproximadamente, el 60% de los 100,000 km² sujetos a ellas por tener precipitaciones tipo Huancayo y sumamente graves en los, más o menos, 40,000 km² con régimen hidrológico tipo Puno.

4.- Sequías en el Altiplano

La gravedad de las sequías en Puno no solamente depende del mayor grado de intensidad sino del régimen como ocurren y secuelas resultantes de las altitudes propias del Altiplano.

- a) El Régimen.- La ocurrencia de las sequías, en la sierra sur y en el Altiplano, en especial, se produce en grupos de años consecutivos de pobre precipitación. Estos períodos críticos pueden ser tan largos como el de 1935/45, es decir 11 años consecutivos que dieron lugar a la máxima disminución del nivel del Lago Titicaca: llegó a la cota 3,804 msnm, dejando una playa adicional del orden de 100,000 Has en su perímetro (Ver gráfico N^o 3). La gravedad de este ciclo podría medirse, en cierta forma, haciendo notar que el volumen de agua, pérdida por el lago, fue del orden de 30,000 millones de m³, es decir, un volumen igual al de todos los ríos de la Costa durante un año. Sin embargo, estos 30 km³ de agua perdida por evaporación son apenas el 3% de la masa total del lago (1,000 km³), equivalen al 75% de la masa total anual caída en la hoya (promedio alrededor de 40 km³/año) y a casi 6 veces el volumen total anual descargado por los ríos del sisteme

ma (5 km³/año, promedio). Además de éste tan serio se han presentado ciclos cortos, incluso de menor intensidad relativa, en períodos no menores de 3 años, de tal manera que, generalizando, en no menos de 45 años de cada 100 habrá algún grado de sequía en el Altiplano y de ellos en no menos de 30 (o sea el 30% del tiempo) corresponden a grados muy severos de deficiencias.

- b) Las Secuelas.- La incidencia de la sequía, sobre la ecología puneña, es tremenda. No solamente mueren las plantas de escasa raíz (sobre todo pastos -sobrevive, miserablemente, sólo el ichu-) sino que, la falta de nubosidad permite alta insolación la cual, combinada con las bajas temperaturas de esas (sobre los 3,800 msnm) determinan alta frecuencia de severas heladas que completan de arruinar lo poco que hubiese quedado.

5.- Soluciones Posibles

Esencialmente corresponde a desarrollos de derivación de caudales desde los ríos, para poder atender al riego suplementario y a la prevención de heladas (técnica esta última que aplicaron las viejas culturas indias locales y sobre todo en el Cuzco). Es inevitable contar con reservorios de regulación de descargas plurianuales, en los grandes proyectos, y para regulación estacional en los de menor envergadura. Son proyectos de relativamente elevado costo y de beneficio/costo (juzgado desde el punto de vista, estrictamente, económico) más bien pesimista. Consideraciones de orden social y de desarrollo múltiple (energía, industria, etc) concretarían proyecciones económicas muy halagadoras.

Son desarrollos de largo alcance, de ejecución lenta y por etapas y que, por lo mismo, exigen cuidadosa elaboración y persistente voluntad de acción a lo largo de muchos años.

APENDICE 2 PROGRAMA EN PASCAL PARA COMPLETAR INFORMACION PLUVIOMETRICA POR EL METODO DE LA RECTA DE REGRESION.

```

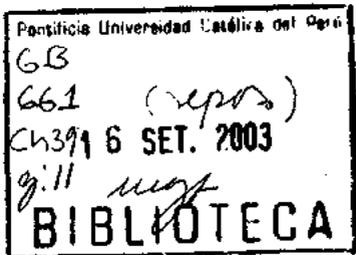
program hidrol7;
const
  max=100;max1=11;
type
  vector=array[1..max] of real;
  matrix=array[1..max,1..max1] of real;
var
  media,desv:vector;
  a:matriz;
  r:array[2..max1] of real;
  m,n,m1,i,j,jmax:integer;
  rmax:real;
begin
  (*leamos la matriz*)
  write('orden de la matriz ');readln(m,n);
  for i:=1 to m do
    begin
      write('fila ',i,'ingrese ',n,'datos: ');
      for j:=1 to n do read(a[i,j]);
      readln
    end;
  (*inicialicemos en cero los vectores media,desv,r y la variablem1*)
  m1:=0;
  for j:=1 to n do
    begin
      media[j]:=0;
      desv[j]:=0;
      if j>1 then r[j]:=0
    end;
  (*calculemos la media*)
  for i:=1 to m do
    if a[i,1]>=0 then
      begin
        for j:=1 to n do
          media[j]:=media[j]+a[i,j];
          m1:=m1+1
        end;
        for j:=1 to n do
          media[j]:=media[j]/m1;
        (*calculemos la desviación estándar*)
        for i:=1 to m do
          if a[i,1]>=0 then
            for j:=1 to n do
              desv[j]:=desv[j]+ sqr(a[i,j]- media[j]);
            for j:=1 to n do
              begin
                desv[j]:=desv[j]/(m1-1);
                desv[j]:=sqrt(desv[j])
              end;
        (*calculemos los valores r*)
        for i:=1 to m do
          if a[i,1]>=0 then

```

```

        for j:=2 to n do
            r[j]:=r[j]+(a[i,1]-media[1])*(a[i,j]- media[j]);
        for j:=2 to n do
            r[j]:=r[j]/(m1-1)/desv[1]/desv[j];
        (*obtenemos el r máximo*)
        rmax:=-2;jmax:=0
        for j:=2 to n do
            if r[j]>rmax then
                begin
                    rmax:=r[j];
                    jmax:=j
                end;
        (*hagamos el relleno de datos*)
        for i:=1 to m do
            if a[i,1]<0 then
                a[i,1]:=media[1]+r[jmax]*desv[1]/desv[jmax]*(a[i,jmax]
                    -media[jmax]);
        (*escribamos los resultados*)
        for i:=1 to m do
            writeln(a[i,1]:6:1);
            writeln;
            writeln(media[1]:6:1);
            writeln(desv[1]:6:1);
            writeln;
            writeln('estación =',jmax:2);
            writeln('r máximo =',rmax:3:2)
end

```



APLICACION DE LOS COMPUTADORES ELECTRONICOS EN HIDROLOGIA (tomado de la referencia 2)

El computador electrónico se ha convertido en una de las más importantes herramientas de los hidrólogos modernos tanto investigadores como prácticos. Las razones principales para esto son que el análisis y diseño hidrológicos requieren el procesamiento de una gran cantidad de datos cuantitativos y que aproximaciones teóricas han sido introducidas con éxito en la hidrología cuantitativa moderna y tales aproximaciones envuelven complicados procedimientos matemáticos y modelos que pueden ser resueltos prácticamente sólo por computadores de alta velocidad. La historia de la aplicación de los computadores electrónicos en la solución de problemas hidrológicos ha sido corta, pero ha cobrado tal importancia que tendrá papel decisivo en el desarrollo futuro de la hidrología.

En general, las aplicaciones posibles de los computadores electrónicos en hidrología comprenden tres áreas traslapadas: solución de ecuaciones matemáticas específicas que describen leyes y problemas hidrológicos, simulación de sistemas y subsistemas hidrológicos y el control de la instrumentación hidrológica y la experimentación. Las dos primeras áreas han sido desarrolladas considerablemente, mientras que la tercera ha sido explorada sólo recientemente particularmente en el campo de la instrumentación automática para mediciones hidrológicas y en la experimentación hidrológica de laboratorio.

Debido al rápido desarrollo de la tecnología en el campo de los computadores electrónicos y su utilización, los detalles específicos y descripciones de equipos tienen sólo significado temporal. Para tal información el interesado debería remitirse a la literatura técnica de los varios fabricantes de computadores. Es más, los principios y métodos en el diseño de los computadores y la programación cambian tan rápido que nuevas ideas y procedimientos están constantemente reemplazando a los métodos ordinarios.

HIDROLOGIA
FE DE ERRATAS

<u>Página</u>	<u>Dice</u>	<u>Debe decir</u>
v abajo	APENDICE PROGRAMA EN PASCAL,	APENDICE 1 INUNDACIONES, HUAYCOS Y SEQUIAS APENDICE 2 PROGRAMA EN PASCAL,
3 arriba	Oficina Nacional, (ONERN) Archivo Técnico, Dirección General, Direcciones Zonales, Oficina de Catastro Rural	Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA) Nada Dirección General de Aguas y Suelos (INRENA) Direcciones Regionales Agrarias del Ministerio de Agricultura Proyecto Especial Titulación de Tierras y Catastro Rural (Ministerio de Agricultura)
29 arriba	Altitud media es, Divide a la cuenca en dos áreas iguales.	Altitud media es, Se obtiene dividiendo el área debajo de la curva hipsométrica entre el área de la cuenca.
38 arriba	102 81 64 42 18 83 70 56 33 16 76 61 42 29 19 102 72 45 32 11 61 58 36 28 14	102 81 64 42 21 83 70 56 33 16 76 61 42 29 19 105 83 65 44 23 61 58 36 28 14
centro	105 83 65 44 23 89 72 56 37 19 77 61 46 28 12	105 83 65 44 23 102 81 64 42 21 89 72 58 37 19
46 Tabla 3.1	$\frac{CAL}{cm^2 - DIA}$	$\frac{cal}{cm^2 - día}$
162 abajo	.. 2 veces en 30 años; .. cada 15.5 años.	.. 1 vez en 30 años en promedio; .. cada 15.5 años en promedio.

El presente libro contiene la descripción de los principales elementos del ciclo hidrológico y los métodos ordinarios de solución a los problemas hidrológicos más frecuentes que se le presentan al ingeniero civil.

No obstante que desde el principio se maneja la Estadística como importante herramienta de trabajo en el análisis y solución de los problemas, se ha dedicado un capítulo completo a la hidrología Estadística donde son tratados con cierto detenimiento los modelos hidrológicos probabilísticos y en forma somera los modelos estocásticos.

El libro contiene en cada capítulo gráficos, tablas y ejemplos resueltos, como un medio de lograr la cabal comprensión de los temas expuestos. Al final de cada capítulo son propuestos algunos problemas que deben ser resueltos por el lector.

La obra desarrolla el programa analítico del curso semestral que con el mismo nombre se imparte como obligatorio a los alumnos de ingeniería civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú; sale a luz gracias a los auspicios del CONCYTEC y con ella se intenta ordenar un poco la enseñanza de la hidrología en el país y, por qué no, motivar en algo los trabajos de investigación en este campo.

El autor es ingeniero civil, profesor principal de la Pontificia Universidad Católica del Perú en el área de hidráulica y antes ha escrito *Mecánica de Fluidos 1* (Studium S.A.) y *Manual de Piscinas* (bajo los auspicios del CONCYTEC).