

Procesos del Ciclo Hidrológico

D.F. Campos Aranda

Tercera Reimpresión

Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Facultad de Ingeniería

San Luis Potosí, S.L.P., México, 1998

Procesos del Ciclo Hidrológico

Procesos del Ciclo Hidrológico

D.F. Campos Aranda

Tercera Reimpresión

Universidad Autónoma de San Luis Potosí
Facultad de Ingeniería

San Luis Potosí, S.L.P., México, 1998

Procesos del Ciclo
Hidrológico

1997

ISBN - 968-6194-44-4
0592-98041-A 0160

Todos los ríos van al mar y el mar
no se llena; allá de donde vinieron
tornan de nuevo.

Eclesiastés 1,7

En el curso del año, la cantidad de agua que
se eleva, será igual o mayor que aquélla que
desciende en los ríos y en el aire.

LEONARDO DE VINCI.

Dedico este trabajo a:

la memoria de mi padre y a mi madre.

Una buena educación técnica produce profesionistas que se distinguen por su capacidad, deseo de superación, calidad ética y otras buenas cualidades. En cambio, una mala educación, les conserva ignorantes y les vuelve holgazanes, mediocres y poco útiles a la sociedad.

Nosotros los profesores tenemos la oportunidad de contribuir en cualquiera de estas dos opciones.

D.F. CAMPOS ARANDA.

P R O L O G O

En los últimos años, el aumento desmedido de la población mundial, ha originado - un incremento en el uso y aprovechamiento de los recursos hidráulicos, así como - también una gran actividad y profusión de los conocimientos científicos y tecnológicos acerca del agua.

Los recursos hidráulicos superficiales son función de un gran número de factores, entre los principales, se tienen: los climáticos, los geomorfológicos, los geológicos y los hidráulicos; dichos recursos están asociados además, a la incertidumbre o aleatoriedad de la naturaleza. Por lo anterior, para su cuantificación y aprovechamiento se debe recurrir primeramente al acervo teórico y a las metodologías hidrológicas más adecuadas.

Los estudios hidrológicos son indispensables desde el inicio hasta la formulación de un proyecto y aún más, hasta su explotación. Dentro de tales proyectos se tienen: el abastecimiento de agua potable y de riego, la protección contra crecientes, el drenaje, las centrales hidroeléctricas, etc. El dimensionamiento, la seguridad y la correcta explotación de las obras hidráulicas están siempre unidas a - una acertada evaluación de los recursos hidráulicos promedio y extremos (avenidas y estiajes), problema que es totalmente del dominio de la hidrología superficial.

Las reflexiones anteriores justifican plenamente el intento de llevar a cabo una obra que trate de compilar los conocimientos y técnicas de la hidrología superficial actualmente utilizadas. Dicha obra he propuesto que esté constituida por tres volúmenes, el primero de ellos, dedicado al estudio de los procesos fundamentales del ciclo hidrológico, abarcando la descripción del mecanismo del proceso, sus técnicas de medición y las metodologías de procesamiento de la información disponible. El contenido propuesto para cada volumen por capítulos, se presenta en la página iii siguiente.

He intentado exponer, en forma concisa, aunque metódica, los conceptos fundamentales y las metodologías de análisis e interpretación de la moderna hidrología superficial, siendo una de las características fundamentales del libro la presentación de ejemplos numéricos, completamente resueltos, encaminados a dilucidar los conceptos e ilustrar la aplicación de las metodologías a problemas específicos.

En general la obra está orientada hacia el estudiante de la cátedra de hidrología superficial a nivel profesional y de posgrado, pero además puede ser utilizada como manual de consulta por el ingeniero especializado en hidrología o planeación y diseño de obras hidráulicas.

Considero que las horas de trabajo dedicadas a la realización de este volumen, habrán valido la pena, si este libro contribuye de alguna forma al mejor uso de los recursos hidráulicos, los cuales continuamente se ven amenazados, por la ignorancia y la desidia.

Es mi más sincero deseo, el que este trabajo contribuya a una mayor difusión de - los conceptos y técnicas hidrológicas, las cuales son extremadamente importantes en la planeación de obras que aprovechan los recursos hidráulicos.

A G R A D E C I M I E N T O S

En un libro de estas dimensiones, es difícil mencionar a todas las personas involucradas y todas las referencias bibliográficas utilizadas, pero hasta donde me fue posible, las primeras se citan a continuación y las segundas, en las bibliografías de final de capítulo. Sin embargo, pido disculpas por las omisiones que, obviamente, fueron involuntarias.

El desarrollo y culminación de este trabajo, no hubiera sido posible sin la ayuda de las autoridades de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, ya que por iniciativa de mi amigo el C.P. Juan M. Martín del Campo, se me asignó parte de mi tiempo de investigación a la elaboración de unas notas sobre Hidrología Superficial, posteriormente dichas notas sirvieron de base en la integración de este trabajo. Por ello, estoy profundamente agradecido con las siguientes personas:

Lic. Guillermo Delgado Robles, Rector de la U.A.S.L.P.

Ing. Carlos Santana López, Jefe del Dpto. de Planeación de la U.A.S.L.P.

C.P. Juan M. Martín del Campo E., Secretario Administrativo de la U.A.S.L.P.

Ing. Carlos Valdéz González, Director de la Esc. de Agronomía de la U.A.S.L.P.

También deseo destacar la ayuda que me brindó el Ing. Enrique Varela Galván, Subdirector Regional de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural de la S.A.R.H., al permitirme utilizar los servicios del Sr. Miguel Angel Carrillo G., dibujante del Departamento de Estudios, el cual elaboró prácticamente la totalidad de las figuras y tablas que se incluyen en este volumen.

En especial agradezco los comentarios, críticas, sugerencias y revisión ortográfica que llevó a cabo mi amigo el M. en I. Carlos González García, profesor de tiempo completo de la Universidad Autónoma de Aguascalientes. El Ing. González García amablemente fue revisando cada capítulo conforme fueron elaborados, utilizando inmediatamente tal material en sus cátedras de Climatología e Hidrología, práctica que le permitió hacerme interesantísimas observaciones.

Finalmente doy las más sinceras gracias a todos mis amigos y compañeros ingenieros que me alentaron a terminar este trabajo, en especial a aquellos ingenieros que hicieron críticas al trabajo e indicaron los errores ortográficos y de dibujo que fueron corregidos. Con respecto a los errores que aún persisten, agradeceré que se me indiquen, para eliminarlos en futuras reimpressiones.

Septiembre de 1983
San Luis Potosí, S.L.P.
M E X I C O

DANIEL FCO. CAMPOS ARANDA.

HIDROLOGIA SUPERFICIAL APLICADA

(PLAN GENERAL DE LA OBRA EN VOLUMENES Y CAPITULOS)

VOLUMEN I: PROCESOS DEL CICLO
HIDROLOGICO.

1. GENERALIDADES.
 2. GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA.
 3. NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGIA.
 4. PRECIPITACION.
 5. INTERCEPCION Y ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.
 6. INFILTRACION, LLUVIA EN EXCESO Y HUMEDAD DEL SUELO.
 7. EVAPORACION Y EVAPOTRANSPIRACION.
 8. ESCURRIMIENTO.
- A N E X O S.

ANEXOS DEL VOLUMEN I:

- ANEXO A: Nociones Fundamentales de Estadística: Probabilidad, Funciones de distribución, Parámetros Estadísticos y Concepto y Selección del Período de Retorno.
- ANEXO B: Funciones de Distribución utilizadas en el Análisis Probabilístico de Precipitaciones y Escurrimientos Anuales y Lluvias Máximas Diarias.
- ANEXO C: Regresión y Correlación Lineales: Conceptos y Aplicaciones Fundamentales.
- ANEXO D: Números de la Curva de Escurrimiento (N) de los Complejos Hidrológicos Suelo-Cobertura del U.S. Soil Conservation Service.

VOLUMEN II: DISEÑO HIDROLOGICO DE
OBRAS HIDRAULICAS.

1. BALANCES HIDROLOGICOS.
2. GENERACION SINтетICA DE ESCURRIMIENTOS.
3. SEDIMENTACION DE EMBALSES.
4. DISEÑO HIDROLOGICO DE EMBALSES: - METODOS SIMPLIFICADOS.
5. DISEÑO HIDROLOGICO DE EMBALSES: - METODOS DEFINITIVOS.
6. DISEÑO HIDROLOGICO DE PRESAS DERIVADORAS PARA RIEGO.
7. DISEÑO HIDROLOGICO DE VASOS LATERALES Y TOMAS DIRECTAS.
8. CALIDAD DEL AGUA.

A N E X O S.

VOLUMEN III: ESTIMACION Y CONTROL
DE AVENIDAS MAXIMAS.

1. CONCEPTOS Y NORMAS GENERALES.
2. ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUENCAS RURALES SIN AFOROS.
3. ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUENCAS RURALES CON AFOROS.
4. ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUENCAS URBANAS.
5. REGULARIZACION Y TRANSITO DE AVENIDAS.
6. DISEÑO DE EMBALSES DE CONTROL DE AVENIDAS.
7. PRONOSTICO DE AVENIDAS.

COMENTARIOS ACERCA DEL AUTOR

El profesor Daniel Fco. Campos Aranda es ingeniero civil, egresado de la Escuela de Ingeniería de la U.A.S.L.P. en diciembre de 1972. En la primera mitad de 1977 realizó cursos de especialización en Hidrología General y en Riego y Drenaje, en el Instituto de Hidrología dependiente del Ministerio de Obras Públicas, en Madrid, España. Durante 1979 y 1980 cursó en la División de Estudios - de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, la maestría en Ingeniería en la rama de Hidráulica, obteniendo el grado en agosto de 1980; además completó los créditos académicos del doctorado en ingeniería. Posteriormente, en el transcurso de dos años sabáticos (1985 y 1986) concluyó el doctorado en el campo de los aprovechamientos hidráulicos, también en la DEPEFI de la UNAM, habiendo obtenido el grado en noviembre de 1987 con la tesis 'Modelo Precipitación-Escurrimiento de Eventos'.

En la UASLP, el Ing. Campos Aranda ha sido profesor de diversas asignaturas -- desde febrero de 1973. Durante 1981 y 1982 trabajó para la Escuela de Agronomía y en la actualidad es profesor de las cátedras de Hidrología Superficial, Agroclimatología y Flujo en Canales en la maestría en Ingeniería Hidráulica y especialidad en Riego y Drenaje. Paralelamente a su actividad docente, el Ing. Campos Aranda se desarrolló en la SARH, desde junio de 1972 hasta mediados de 1988; fue proyectista de obras hidráulicas e hidrólogo de diseño de embalses -- para riego.

El Dr. Campos Aranda ha publicado 7 ponencias internacionales, 28 nacionales y 6 artículos en la revista Ingeniería Hidráulica; además de 15 informes técnicos, todos ellos disponibles en la Facultad de Ingeniería de la UASLP. En noviembre de 1989 fue distinguido con la medalla Gabino Barreda de la UNAM y a -- partir de julio de 1991 es Investigador Nacional.

COMENTARIOS DE LA PRIMERA REIMPRESIÓN.

En primer lugar agradezco a los profesores de la asignatura de Hidrología Superficial de diversas Universidades del país, algunos de ellos amigos míos, el haber utilizado la primera edición de estos apuntes como texto de apoyo. También deseo agradecer a los ingenieros especialistas en diseños hidrológicos, las motivaciones y sugerencias que me han hecho para terminar la obra, en su muy ambicioso índice propuesto.

Manifiesto mi gratitud al interés de las autoridades universitarias involucradas en la realización de esta primera reimpresión, muy en especial al Sr. Rector Lic. Alfonso Lastras Ramirez y al Ing. Carlos Valdés González, Jefe de la División de Extensión Universitaria, cuyo apoyo fue totalmente irrestricto.

M. en I. DANIEL FCO. CAMPOS ARANDA.
ENERO DE 1987.

COMENTARIOS RELATIVOS A LA SEGUNDA REIMPRESIÓN

En primer término, nuevamente deseo agradecer a mis compañeros profesores de la cátedra de Hidrología Superficial de la UASLP y de otras Universidades del país, el haber adoptado estas notas como texto parcial o complementario y por ello haber agotado su primera reimpresión. También agradezco a los hidrólogos activos que las han adquirido para consulta.

Por otra parte, teniendo como objetivo fundamental el disponer a la brevedad de ejemplares, se optó por realizar otra reimpresión, ya que una nueva edición sería muy tardada, dado que cuando menos habría que efectuar cambios a los capítulos y ternas ya obsoletos en su mayor parte, tal es el caso de los incisos 6.A sobre la infiltración, 7.B relativo a la evapotranspiración y Anexo B. Otros capítulos, como el primero, requieren definitivamente ser actualizados y en el caso del octavo, complementado por medio de los análisis regionales de estimación del volumen escurrido en cuencas sin aforos. En relación con el resto del material, éste sigue siendo vigente y útil.

Manifiesto mi reconocimiento al interés de las autoridades universitarias involucradas en la realización de esta segunda reimpresión, muy en especial al Sr. Rector Lic. Alfonso Lastras Ramírez y al Ing. Jaime Valle Méndez, Secretario General.

Dr. Daniel Fco. Campos Aranda
Diciembre de 1991

COMENTARIOS RELATIVOS A ESTA TERCERA REIMPRESIÓN

Es motivo de gran satisfacción ver agotada la segunda reimpression de estas notas sobre los *Procesos del Ciclo Hidrológico (PCH)*, por ello les agradezco a todos los profesores de hidrología, tanto superficial como subterránea, que las hayan utilizado, así como también a los expertos en diseño hidrológico que las consultaron; en ambos casos, en sus porciones que aún están vigentes.

A este respecto, recientemente he propuesto una nueva estructura del programa de la materia de hidrología superficial, más acorde a los nuevos retos de diseño y a la mayor cantidad y facilidad de obtención de la información climatológica e hidrométrica. Tal esquema, por unidades es el siguiente:

1. Hidrología y clima
2. Cuenca y redes hidrológicas de medición
3. Análisis estadístico, probabilístico y estocástico de datos hidrológicos
4. Estudio y análisis de la precipitación
5. Estimación de pérdidas y disponibilidad hidrológica
6. Diseño hidrológico de embalses y otras obras hidráulicas
7. Estimación de crecientes en cuencas rurales y urbanas
8. Control y manejo de crecientes

Creo que las notas *PCH* son útiles todavía en sus capítulos 4 y 8, correspondientes a la precipitación y al escurrimiento, así como fragmentos del resto del contenido. Algunos capítulos ahora los considero demasiado extensos, tal es el caso del 2, 3 y 5. Finalmente, cierto material como el expuesto en los Anexos sigue siendo vigente y útil. En resumen, *PCH* puede ayudar a impartir varios temas del nuevo planteamiento sugerido, por ejemplo dentro de las unidades 1 a 5.

Quiero aprovechar esta oportunidad para aclarar que los volúmenes II y III que fueron planteados como continuación de estas notas de *PCH*, nunca fueron llevados a cabo; sin embargo he seguido dejando expuesto su planteamiento, con la idea de guiar los temas que deben ser tratados en cada uno de sus tópicos generales (Diseño Hidrológico y Estimación y Manejo de Crecientes).

Finalmente, agradezco el interés y apoyo irrestricto de los funcionarios universitarios involucrados en la realización de esta tercera reimpression, en particular del Señor Rector de la UASLP, Ing. Jaime Valle Méndez, del Ing. Arnoldo González Ortiz, Director de la Facultad de Ingeniería y del C.P. José de Jesús Rivera Espinosa, Jefe de la Editorial Universitaria.

Dr. Daniel Fco. Campos Aranda
Profesor de Hidrología Superficial

Noviembre de 1998

FE DE ERRATAS.

A continuación cito las principales erratas de tipo técnico, detectadas a la fecha por el autor, pasando totalmente por alto las fallas de mecanografía y de dibujo - que son irrelevantes. Nuevamente solicito a los lectores de estas notas el comunicarme todos los errores que se detecten para su corrección en la segunda edición.

PAGINA	REGLON	ECUACION	DICE	DEBE DECIR
3-45	10o.		de la página	de la página 3-46.
4-16	26o.	(4.3)	55.552	51.552
4-16	27o.		55.6	51.6
4-26	2o.		t = 1.678	t = 2.009
7-3	33o.		Hidrométrico	Higrométrico
7-21	8o.		(e).	(pe).
7-56	8o.		siguiente	anterior
8-13	6o. (Tabla 8.2, col. 8)		0.168	0.158
8-44		Fig. 8.23	$\frac{18.0}{35.0} = 0.537$	$\frac{18.8}{35.0} = 0.537$
8-51		(8.20)	$\left(\frac{205}{279}\right)$	$\left(\frac{205}{284}\right)$
8-51		(8.21)	$\left(\frac{205}{279}\right)\left(\frac{582.9}{600.6}\right)$	$\left(\frac{205}{284}\right)\left(\frac{615.2}{526.6}\right)$
A-7		Fig. A.5	Cs = 1.0	Cs = 0.0
B-4	1o. (Tabla B.3, col. 5)		10	2
C-11	1o.		primera	segunda
C-11	1o.		Tabla C.4	Tabla C.5

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 1:

GENERALIDADES.

OBJETIVO.	1-1
1.1 INTRODUCCION.	1-1
1.2 DEFINICIONES DE LA HIDROLOGIA GENERAL.	1-2
1.3 BOSQUEJO HISTORICO.	1-2
1.4 EL CICLO HIDROLOGICO.	1-4
1.4.1 Descripción Cualitativa.	1-4
1.4.2 Sistemas Hidrológicos y su Simulación.	1-6
1.4.2.1 Sistemas hidrológicos.	1-6
1.4.2.2 Modelos de simulación deterministas y estocásticos.	1-7
1.4.2.3 Modelos de simulación analíticos y empíricos.	1-7
1.4.3 Enfoque de la Ingeniería de Sistemas.	1-7
1.4.4 Descripción Cuantitativa.	1-8
1.5 DIVISIONES DE LA HIDROLOGIA GENERAL Y CONEXION CON OTRAS CIENCIAS.	1-10
1.6 ECUACION DE BALANCE HIDROLOGICO.	1-13
EJEMPLO 1.1	1-14
1.7 OBJETIVO DE LA HIDROLOGIA SUPERFICIAL.	1-14
1.7.1 Generalidades.	1-14
1.7.2 Proyectos de Aprovechamiento y Control.	1-15
1.8 ENFOQUE Y SOLUCION DE LOS PROBLEMAS HIDROLOGICOS.	1-17
1.8.1 Enfoque de los Problemas Hidrológicos.	1-17
1.8.2 Soluciones a los Problemas Hidrológicos.	1-18
1.8.3 Limitaciones de la Hidrología.	1-18
1.9 FUNCIONES DEL ESPECIALISTA EN HIDROLOGIA.	1-18
1.9.1 Tipos de Especialistas en Hidrología.	1-18
1.9.2 Funciones del Ingeniero Hidrólogo.	1-19
1.10 LA HIDROLOGIA EN MEXICO.	1-20
1.10.1 Presente y Futuro.	1-20
1.10.2 Errores y Necesidades.	1-21
1.11 RESUMEN DEL CAPITULO.	1-22
APENDICE I: Instituciones y Cursos recomendados para realizar estudios de Posgrado en Hidrología Superficial y Aprovechamientos - Hidráulicos.	1-23
APENDICE II: Relación de los Principales libros sobre Hidrología Superficial, disponibles actualmente.	1-25
APENDICE III: Información Hidrológica disponible en la República Mexicana.	1-28
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	1-29
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	1-30

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

OBJETIVO.

El objetivo primordial de este capítulo es destacar la importancia de la Hidrología Superficial, como base para el diseño de los proyectos de control y aprovechamiento de los recursos hidráulicos. Indicando sus definiciones, división, bosquejo histórico, enfoques de trabajo y limitaciones de los análisis hidrológicos, así como una descripción detallada del Ciclo Hidrológico y una serie de reflexiones sobre el estado actual de la Hidrología en nuestro país.

1.1 INTRODUCCION.

Se puede afirmar que todo lo que vive sobre la faz de la tierra depende del AGUA. El hombre la requiere para sus necesidades básicas, usos recreativos, para transformarla en energía y para los procesos de manufactura y para la agricultura. Como consecuencia del incremento de la población mundial y del mejoramiento de sus condiciones de vida, se ha originado un aumento extraordinario en la demanda de agua. Por desgracia, no siempre es posible satisfacer las necesidades humanas y con frecuencia su escasez no permite disponer de la cantidad necesaria y otras veces, su exceso produce inundaciones originando graves daños materiales y algunas veces pérdida de vidas humanas.

La irregular distribución espacial y temporal de las aguas, ha obligado a construir grandes obras de protección y drenaje, y de regulación, capaces de compensar, estas últimas, la escasez y el exceso de las aguas. El desarrollo de tales proyectos no puede llevarse a cabo sin los estudios básicos necesarios para asegurar la mejor utilización racional de los recursos hidráulicos disponibles o para evitar las desastrosas consecuencias de su almacenamiento incontrolado o inseguro, además de prevenir contra los proyectos absurdos y costosos.

Lo anterior destaca la necesidad de contar con especialistas familiarizados con los problemas hidrológicos, o en su defecto, los ingenieros (civiles, agrónomos, etc.) deberán de estar capacitados para resolver los problemas hidrológicos que plantean el diseño, construcción y operación de las obras de drenaje y regulación de los es-

currimientos de un río o arroyo determinado. Es por ello que el curso de Hidrología Superficial que se imparte en las licenciaturas de ingeniería toma una relevante importancia.

1.2 DEFINICIONES DE LA HIDROLOGIA GENERAL.

En el transcurso de su desarrollo, la Hidrología ha sido definida de diversas formas, una de ellas, quizás la más sencilla y rudimentaria es la que se basa en la interpretación de su nombre (17,5)*, esto es, Hidrología es una palabra de origen griego compuesta de dos partes: 'hidros' que significa agua y 'logos' que se traduce por tratado o ciencia. Por lo anterior, la Hidrología es la ciencia del agua.

El nivel actual de desarrollo de las actividades humanas y de las ciencias en general no se puede satisfacer con la definición anterior, demasiado simplista e incompleta y por ello se recurre a la definición propuesta por el U.S. Federal Council for Science and Technology (1962), cuando se requiere describir a la Hidrología como una ciencia, tal definición es la siguiente (4,1-2):

" HIDROLOGIA ES LA CIENCIA QUE TRATA DE LAS AGUAS DE LA TIERRA, SU OCURRENCIA, CIRCULACION Y DISTRIBUCION, SUS PROPIEDADES FISICAS Y QUIMICAS Y SU INFLUENCIA SOBRE EL MEDIO AMBIENTE, INCLUYENDO SU RELACION CON LOS SERES VIVIENTES. El dominio de la Hidrología abarca la historia completa de la existencia del agua sobre la tierra "

Por otra parte, es conveniente citar además, la definición de Hidrología que presenta la Organización Meteorológica Mundial (13,121), ya que ella destaca la importancia de dicha ciencia en relación con los recursos hidráulicos de la tierra y su aprovechamiento, tal definición es la siguiente:

" Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que rigen el agotamiento y recuperación de los recursos de agua en las áreas continentales de la tierra y en las diversas fases del ciclo hidrológico "

1.3 BOSQUEJO HISTORICO.

Prácticamente todos los libros de hidrología presentan en su inicio bosquejos históricos similares y sintéticos sobre el desarrollo de esta ciencia, sin embargo, el presentado por O.E. Meinzer (1942) es el más completo, exponiendo el desarrollo histórico de la hidrología a través de una serie de 8 períodos, cuya división en el tiempo no debe ser considerada exacta (4,1-7). Tales períodos son:

1. PERIODO DE ESPECULACION (antigüedad a 1400).

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

2. PERIODO DE OBSERVACION (1400 a 1600).

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

* El primer número entre paréntesis corresponde a la referencia bibliográfica utilizada y el segundo a su página consultada.

3. PERIODO DE MEDIDA (1600 a 1700).

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

4. PERIODO DE EXPERIMENTACION (1700 a 1800).

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

5. PERIODO DE MODERNIZACION (1800 a 1900).

El Siglo XIX fue una gran era de hidrología experimental que tuvo su inicio en el período precedente y que marcó más firmemente el comienzo de la ciencia de la hidrología. Sin embargo, la mayoría de las contribuciones se tuvieron en la Geohidrología y medición de las aguas superficiales (Hidrometría). Por ejemplo: la ecuación de Hagen-Poiseuille del flujo capilar (1840), la Ley de Darcy (1856), la fórmula del pozo de Dupuit-Thiem (1863) y el principio de Ghyben-Herzberg (1889). En el campo de la hidrometría, en relación al aforo de aguas superficiales, se tuvo un gran avance, incluyendo: el desarrollo de varias fórmulas del flujo e instrumentos de medida y el comienzo del aforo sistemático de corrientes. Entre las contribuciones principales se tienen la fórmula de descarga de los vertedores de Francis (1855), la determinación del coeficiente de Chézy propuesta por Ganguillet y Kutter (1869) y por Manning (1889) y en el campo de la evaporación la Ley de Dalton (1802), por último, en el campo de las precipitaciones Miller (1849) correlacionó la lluvia con la altitud.

6. PERIODO DE EMPIRISMO (1900 a 1930).

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

7. PERIODO DE RACIONALIZACION (1930 a 1950).

En este período se inician los grandes hidrólogos que utilizan el análisis racional para resolver los problemas hidrológicos planteados, así por ejemplo se tienen: Sherman (1932) con el concepto del hidrograma unitario. Horton (1953) con la teoría de la infiltración de la lluvia, Theis (1935) que introduce el concepto del noequilibrio en la hidráulica de pozos, Gumbel (1941) que propone la distribución de probabilidades de valores extremos, Hazen (1930) que promueve el uso de la estadística en la hidrología, Bernard (1944) que discute el papel de la meteorología y marca el inicio de la hidrometeorología y Einstein (1950) quien introduce el análisis teórico en los estudios de sedimentación. Otro notable desarrollo en este período fue el establecimiento de muchos laboratorios hidráulicos e hidrológicos en el mundo.

8. PERIODO DE TEORIZACION (1950 a la fecha).

Alrededor del año 1950, las aproximaciones teóricas tienen uso extensivo en los problemas hidrológicos, ya que muchos principios racionales propuestos anteriormente, pueden ser sujetos a un verdadero análisis matemático. Los instrumentos sofisticados y las computadoras de alta velocidad empiezan su desarrollo y entonces, se pueden tomar medidas delicadas del fenómeno hidrológico y resolver ecuaciones:

matemáticas complicadas involucradas en la aplicación de las modernas teorías hidrológicas. Son ejemplos de los estudios hidrológicos teóricos, el análisis lineal y no lineal de sistemas hidrológicos, la adopción de los conceptos estadísticos y transitorios en la hidrodinámica del agua subterránea, la aplicación de las teorías de transferencia de masa y calor al análisis de evaporaciones, el estudio energético y dinámico de la humedad del suelo, la generación secuencial de datos hidrológicos y del uso de la investigación de operaciones en el diseño de sistemas de recursos hidráulicos.

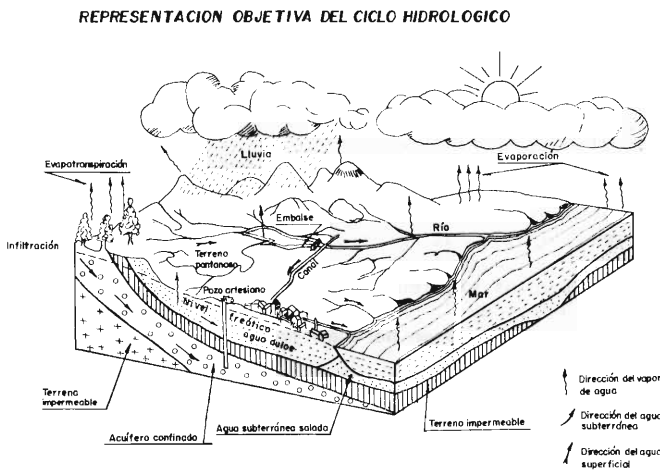
Para obtener una descripción mucho más completa y precisa de la evolución histórica de la hidrología, se debe consultar la referencia recomendada C, la cual constituye uno de los trabajos más completos y valiosos en este tópic, así como la referencia D.

1.4 EL CICLO HIDROLOGICO.

1.4.1 DESCRIPCION CUALITATIVA.

El ciclo hidrológico es un concepto académico útil, desde el cual se inicia el estudio de la hidrología (10,1). El ciclo hidrológico se ilustra objetivamente en la Fig. 1.1 (12,266) siguiente y en forma esquemática en la Fig. 1.2 (4,1-4) de la página subsecuente.

Fig. 1.1



En resumen, el ciclo hidrológico, es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua en la tierra, el cual se define (13,120) como:

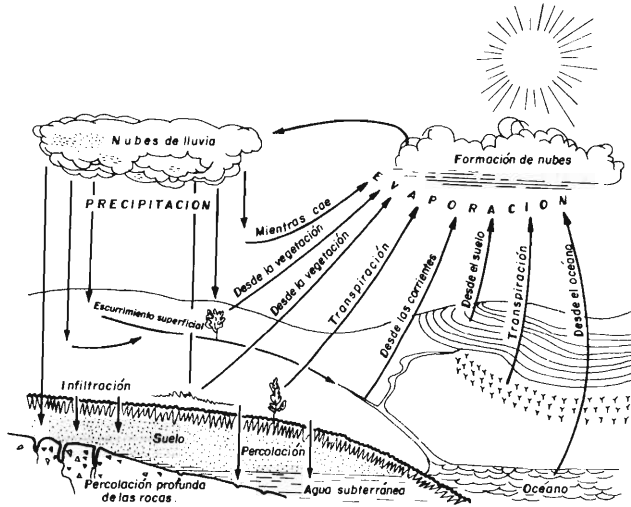
" sucesión de etapas que atraviesa el agua al pasar de la atmósfera a la tierra y volver a la atmósfera: evaporación desde el suelo, mar o aguas continentales, con densación de nubes, precipitación, acumulación en el suelo o masas de agua y reevaporación "

El ciclo hidrológico involucra un proceso de transporte recirculatorio e indefinido o permanente (7,5), este movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, el sol que proporciona la energía para elevar el agua (evaporación); la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento).

Fig. 1.2

REPRESENTACION DESCRIPTIVA DEL CICLO HIDROLOGICO.

(W. C. Ackermann, E. A. Coleman y H. O. Ogrorsky, 1955).



Se puede suponer que el ciclo hidrológico se inicia con la evaporación del agua - en los océanos, el vapor de agua resultante del proceso anterior es transportado por las masas de aire en movimiento (viento) hacia los continentes. Bajo condiciones meteorológicas adecuadas el vapor de agua se condensa para formar nubes, las cuales a su vez dan origen a las precipitaciones. Ver capítulos 3 y 4.

No toda la precipitación llega al terreno, ya que una parte se evapora durante su caída y otra es retenida (Intercepción) por la vegetación, o los edificios, carreteras, etc. y poco tiempo después, es retornada a la atmósfera en forma de vapor. Del agua que alcanza la superficie del terreno, una parte queda retenida en los huecos e irregularidades del terreno (Almacenamiento en Depresiones) y en su mayoría vuelve a la atmósfera por evaporación. Ver capítulo 5.

Otra parte del agua que llega al suelo circula sobre la superficie (Lluvia en Exceso) y se concentra en pequeños surcos que luego integran arroyos, los cuales -- posteriormente desembocan en los ríos (Escurrimiento Superficial) los que conducen las aguas a los lagos, embalses o mares, desde donde se evapora o bien, se infiltra en el terreno (12,267). Ver capítulo 8.

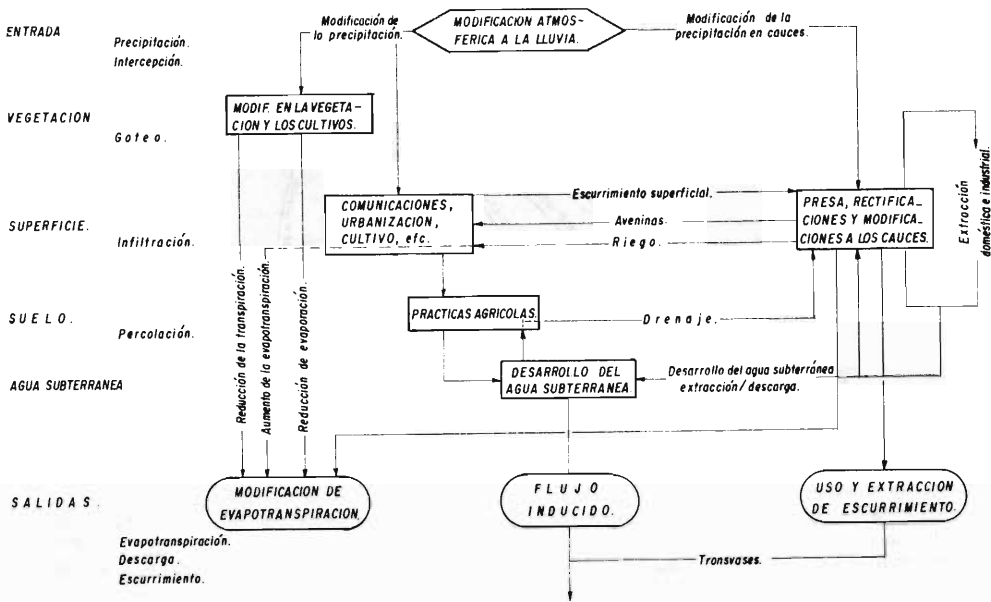
Por último, hay una tercera parte de la precipitación que penetra bajo la superficie del terreno (Infiltración) y va relleno los poros y fisuras de tal medio poroso. Ver capítulo 6. Si el agua infiltrada es abundante, una parte desciende -- hasta recargar el agua subterránea, en cambio, cuando el volumen infiltrado es escaso el agua queda retenida en la zona no saturada (Humedad del Suelo), de donde vuelve a la atmósfera por evaporación o principalmente, por transpiración de las plantas; como en la práctica no es fácil separar ambos fenómenos, se suelen englobar en el término Evapotranspiración. Ver capítulo 7. Bajo la influencia de la -- gravedad, tanto el escurrimiento superficial como el agua subterránea se mueve hacia las zonas bajas y con el tiempo integran el escurrimiento total de un río para fluir hacia los océanos.

Una descripción de la evolución histórica del concepto del ciclo hidrológico se -- puede consultar en la referencia recomendada J.

Por otra parte, se sugiere la consulta de las referencias recomendadas A, E, G y L, para adentrarse en el t3pico del control y modificaci3n del ciclo hidrol3gico, cuyas principales 3reas de intervenci3n del hombre se representan en la Fig. 1.3 -- (20,12) siguiente.

Fig. 1.3

PRINCIPALES 3REAS DE INTERVENCI3N DEL HOMBRE EN EL CICLO HIDROLOGICO.



Si la descripci3n anterior del ciclo hidrol3gico di3 la impresi3n de ser un proceso cont3nuo, por el cual el agua se mueve a velocidad constante, tal idea debe ser descartada, pues tal movimiento, en cada fase del ciclo, es err3tico tanto temporal como espacialmente (10,2). Cabe hacer notar adem3s, que las cualidades del agua -- tambi3n cambian durante su paso a trav3s del ciclo hidrol3gico (14, 1), siendo el gran mecanismo de desalinizaci3n de la naturaleza.

1.4.2 SISTEMAS HIDROLOGICOS Y SU SIMULACION.

1.4.2.1 SISTEMAS HIDROLOGICOS. Los hidr3logos modernos consideran al ciclo hidrol3gico como un gran sistema, ya que con este concepto es posible dar un enfoque m3s cuantitativo y racional a la hidrolog3a, pues el hidr3logo no s3lo est3 interesado en una compresi3n cualitativa del ciclo hidrol3gico, sino en conocer las cantidades de agua involucradas en cada fase de 3l (16,3).

Un SISTEMA HIDROLOGICO se puede definir como un conjunto de elementos o procesos f3sicos unidos a trav3s de alguna forma de interdependencia, que act3a sobre un grupo de variables de entrada para convertirlas en las de salida. En estos sistemas cada uno de los elementos o procesos integrantes es el resultado de complicadas interrelaciones de muchos factores de gran variabilidad espacial y temporal, cuyas caracter3sticas f3sicas pr3cticamente no son medibles y por ello no son calculables (16,4).

Los sistemas hidrol3gicos son tan complejos que a3n no se han desarrollado leyes exactas que puedan explicar completa y exactamente los fen3menos hidrol3gicos naturales, utiliz3ndose por lo tanto, los modelos matem3ticos de simulaci3n de ta--

les sistemas, para reproducir o predecir su funcionamiento.

1.4.2.2 MODELOS DE SIMULACION DETERMINISTAS Y ESTOCASTICOS. Existen dos criterios o enfoques básicos para simular sistemas hidrológicos: el primero, a través del uso de un Modelo Determinístico y el segundo, en base a un Modelo Estocástico.

Un modelo es determinístico cuando cualquiera que sea el valor de la variable de tiempo, la respuesta a una entrada dada es siempre la misma, para un mismo estado inicial del sistema. En estos modelos el problema se reduce principalmente a la determinación y ajuste de los parámetros que describen el sistema, por ello ta les modelos son llamados también Paramétricos (16,16).

Debe hacerse notar, que en la realidad no es posible formular y simular un sistema hidrológico natural, en términos estrictamente determinísticos, debido a la variabilidad en el tiempo de dichos sistemas, variabilidad que se origina por los cambios introducidos por el hombre directa o indirectamente y a los procesos naturales de erosión, cambios climáticos y otros fenómenos que constituyen la evolución geomorfológica de la tierra; además, de las dificultades en la formulación matemática de los complejos procesos físicos involucrados (16,17).

En los modelos de simulación estocásticos, se evalúan los parámetros estadísticos que describen la respuesta del sistema y se utilizan posteriormente en la generación de series de datos hidrológicos estadísticamente indistinguibles de las series observadas.

Con los modelos determinísticos se pretende simular de manera continua en el tiempo una sucesión de eventos hidrológicos a intervalos cortos (horas o días) y la comprobación de la validez del modelo se realiza por comparación con la sucesión de eventos observados; en cambio con los modelos estocásticos no se busca una simulación continua de eventos, sino la generación de series hidrológicas no observadas de igual probabilidad de ocurrencia que las observadas, es decir, fundamentalmente consiste en predecir a grandes intervalos (mes o año) los valores característicos de la respuesta del sistema y no su valor instantáneo (16,18).

Cada uno de los dos enfoques expuestos tiene sus ventajas y limitaciones que los hacen aconsejables para distintos tipos de problemas o diseños hidrológicos.

1.4.2.3 MODELOS DE SIMULACION ANALITICOS Y EMPIRICOS. Los modelos Empíricos o de Caja Negra, están determinados, en términos generales, sólo por los datos de entrada y salida disponibles y no interesa o no se conoce su funcionamiento interno, un ejemplo clásico lo constituye, el análisis de las relaciones lluvia-escorrentamiento de una cuenca. En cambio, los modelos Analíticos o de Caja Blanca están basados en las ecuaciones de la hidrodinámica y los constituyen los modelos matemáticos de simulación de cuencas, los cuales tratan de reproducir todos los procesos físicos involucrados.

En la hidrología, debido a que muchos procesos no son aún suficientemente conocidos, todos los modelos tienen algo de empirismo; incluso los analíticos algunas veces incluyen porciones empíricas, originándose en la práctica los Modelos Semi-empíricos (16,19).

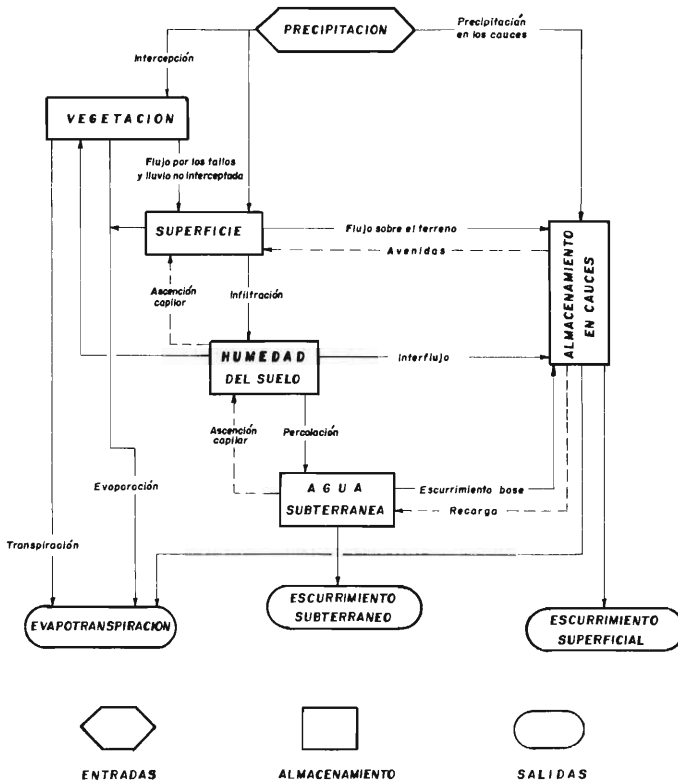
1.4.3 ENFOQUE DE LA INGENIERIA DE SISTEMAS.

Para propósitos de análisis y estudio del ciclo hidrológico, es útil primero identificar y después aislar los componentes del sistema hidrológico a través del cual el agua pasa y el proceso dinámico por el cual el movimiento ocurre (7,5), para posteriormente abordar su simulación. Esto constituye el enfoque de la ingeniería de sistemas, aplicada a la hidrología, dentro del cual se define como sistema Abierto el que opera independientemente de las salidas producidas y como sistema Cerrado aquel cuya operación depende de la retroalimentación de todas o parte de sus salidas (20,8).

De acuerdo a V.T. Chow la mayoría de los sistemas hidrológicos locales o regiona-

les son abiertos, como el que se ilustra en la Fig. 1.4 (20,10) siguiente y es un sistema cerrado el ciclo hidrológico global, el cual es mostrado en la Fig. 1.5 - (7,6) de la página subsecuente.

Fig. 1.4
ENFOQUE DE SISTEMAS DEL CICLO HIDROLOGICO.
 (J. Lewin, 1975)

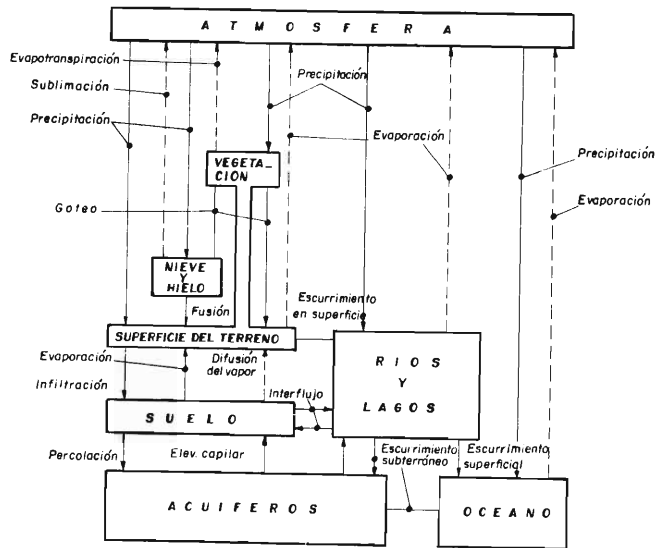


1.4.4 DESCRIPCION CUANTITATIVA.

A lo largo de los tres siglos de hidrología científica, se han venido realizando estimaciones cuantitativas de los principales elementos del ciclo hidrológico, -- sin embargo, sólo en los últimos 50 años se ha intentado evaluar la cantidad total de agua de la hidrósfera y las cantidades que intervienen en la circulación -- general del agua en la tierra (6,2) y todavía las estimaciones más recientes son únicamente cifras del orden de magnitud del concepto en análisis. Por ejemplo, se calcula que la cantidad total de agua que hay en la hidrósfera es de unos 1,500 - millones de kilómetros cúbicos y prácticamente, la totalidad de ella (los cálcu-- los varían entre el 93 y el 97%) se encuentra en los océanos y mares salados. De los recursos de agua dulce del mundo (aproximadamente, el 5% del volumen total) - el 75% no es fácilmente utilizable (hielo, nieve, etc.), estando la mitad de esta agua dulce congelada en los polos (6,2).

Por lo anterior, sólo el 1% del agua total que hay en la hidrósfera se encuentra

Fig 1 5
REPRESENTACION INGENIERIL DEL CICLO HIDROLOGICO
 (P. S. Eagleson, 1970).



en forma fácil y económicamente aprovechable por la tecnología actual. Pero de esta agua 'disponible' el 79% es agua subterránea, pudiéndose encontrar la mitad de ella abajo de los 1,000 metros de profundidad (6,3). Las cifras anteriores se detallan en la Tabla 1.1 (6,2) de la página siguiente.

Como complemento a la descripción cuantitativa anterior del ciclo hidrológico, se presenta la Tabla 1.2 (12,269) de la página subsecuente, en la cual se indican -- los ocho emplazamientos o lugares más importantes de la hidrosfera que contienen agua, indicándose inclusive el orden de magnitud del tiempo medio que una partícula de agua permanece en cada uno de ellos, así por ejemplo, el tiempo de permanencia del agua en la atmósfera se obtiene a partir de la estimación del volumen llorado anualmente sobre el planeta, que es de 520,000 kilómetros cúbicos (6,3), por otra parte, en la Tabla 1.2 se tiene que el volumen de vapor en la atmósfera es de 13,000 kilómetros cúbicos, implicando que tal volumen será reemplazado 40 veces en un año, lo cual conduce a indicar que en promedio el tiempo de residencia del agua en la atmósfera sea del orden de 9 días (7,8).

En la Tabla 1.3 (6,3) y en la Fig. 1.6 (7,7) de la página número 11, se indican -- los elementos de la circulación global del agua en el mundo, expresados en lámina y en la Fig. 1.7 (2,1-5) de la página 12, se representa cuantitativamente el ciclo hidrológico según H. Lettau.

El tema de este inciso ha sido abordado con bastante acuciosidad en los capítulos 1 y 2 de las referencias recomendadas H y K, respectivamente, sugiriéndose su consulta para mayores detalles.

Por último, en la Tabla 1.4 (2,79) de la página 12, se sintetiza la disponibilidad de los recursos hídricos en la República Mexicana, pudiéndose indicar que en promedio anualmente llueven 780 milímetros, equivalentes a 1.53 billones de metros cúbicos, escurriendo por los ríos una cuarta parte, es decir, 410,000 millo-

TABLA 1.1
DISTRIBUCION APROXIMADA DEL AGUA EN LA HIDROSFERA

(J. C. I. Dooge , 1974)

Tipo de Agua	Porcentaje de Agua TOTAL	Porcentaje de Agua DULCE	Porcentaje de Agua DISPONIBLE (o sea, dulce y no helado.)
TOTAL :			
Salada	95		
Dulce	5		
POTABLE :			
Helada	4	80	
Líquida	1	20	
DULCE LIQUIDA :			
Freática	0.99	19.7	99
Lagos	0.01	0.2	1
Suelo	0.002	0.04	0.2
Ríos	0.001	0.02	0.1
Atmosférica	0.001	0.02	0.1
Biológica	0.0005	0.001	0.005

TABLA 1.2

DISTRIBUCION DEL AGUA EN LA HIDROSFERA

(M. I. L'vavitch, 1967 y R. L. Nace , 1969)

	Area (Km ² X 10 ³)	Volumen (Km ³ X 10 ³)	Altura equivalente(m)	% del agua total	Tiempo de residencia medio
Océanos	362,000	1'360,000	2,700	97.6	3,000 años
Tierras emergidas					
Ríos (volumen instantáneo)		1.7	0.003	0.0001	15-20 días
Lagos de agua dulce	825	1.25	0.25	0.009	10 años
Lagos de agua salada	700	1.05	0.20	0.008	150 años
Humedad del suelo en la zona no saturada.	131,000	1.50	0.30	0.01	semanas a años
Polos y glaciares	17,000	26,000	50	1.9	miles de años
Agua subterránea	131,000	7,000	1.4	0.5	decenas a miles de años
Total en las tierras emergidas	148,000	33,900	65	2.4	
Atmósfera (vapor de agua)	510,000	1.3	0.025	0.001	8-10 días
TOTAL	510,000	1'384,000	2,750	100	

nes de metros cúbicos, integrados por escurrimiento superficial y flujo o descarga de las aguas subterráneas (2,79).

1.5 DIVISIONES DE LA HIDROLOGIA GENERAL Y CONEXION CON OTRAS CIENCIAS.

TABLA 1.3

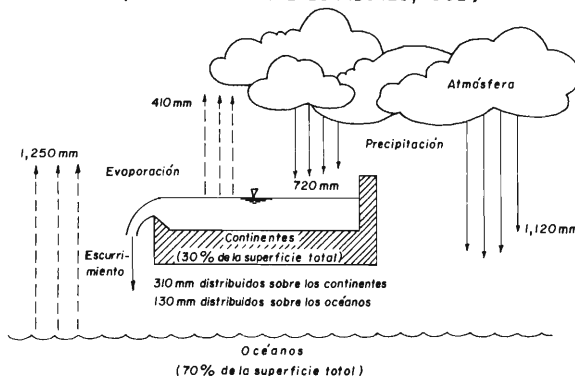
BALANCE HIDRICO GLOBAL

(M. I. L'vovitch, 1971)

	Precipitación (mm)	Evaporación (mm)	Escurrimiento (mm)
Todo el mundo.	1,030	- 1,030	
Océanos.	1,140	- 1,251	+ 111
Continentes.	760	- 480	- 280

Fig. 1.6

DISTRIBUCION GLOBAL DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL DEL MUNDO
(M.I. BUDYKO Y COLABORADORES, 1962)



Aunque la hidrología científica comprende sólo tres siglos (consultar referencia recomendada F) y su mayor desarrollo como ciencia lo ha tenido en el siglo actual, su carácter complejo, ha requerido su división en varias ramas científicas, las cuales estudian al agua en alguna de sus fases dentro del ciclo hidrológico y que son reconocidas por la International Association of Scientific Hydrology (11,4), éstas son:

1. OCEANOGRAFIA, estudio de los océanos y mares.
2. METEOROLOGIA, estudio del agua en la atmósfera.
3. HIDROLOGIA SUPERFICIAL, estudio del agua continental.
4. HIDROMETEOROLOGIA, estudio de los problemas comunes a los campos de la Meteorología y la Hidrología Superficial.
5. LIMNOLOGIA, estudio de los lagos.
6. POTAMOLOGIA, estudio de los ríos.
7. GEOHIDROLOGIA, estudio del agua subterránea.
8. CRIOLOGIA, estudio del agua sólida (nieve y hielo).

Por otra parte, la Hidrología Superficial se divide en varias ramas prácticas en las cuales intervienen los campos o áreas científicas para dar solución a problemas eminentemente prácticos, éstas son:

- | | |
|-------------------------|--|
| a. Hidrología Agrícola. | d. Hidrología de Regiones Áridas y Semiáridas. |
| b. Hidrología Forestal. | e. Hidrología de Zonas Pantanosas. |
| c. Hidrología Urbana. | f. Hidrología de Control de Avenidas o Crecientes. |

La Hidrología, como cualquier ciencia que tiene por objeto el estudio de los fenó

Fig. 1.7
REPRESENTACION CUANTITATIVA DEL CICLO HIDROLOGICO
 (H. Lettau, 1954).

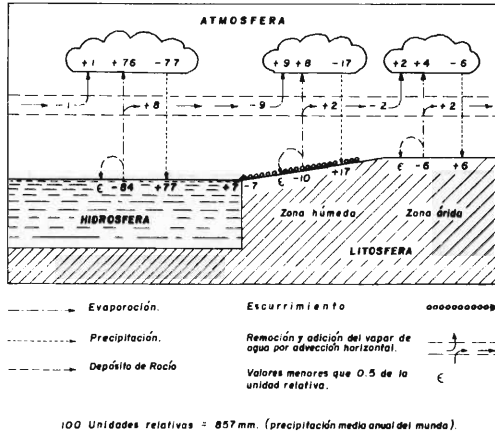


Tabla 1.4

CUANTIFICACION DE LOS ELEMENTOS DEL CICLO HIDROLOGICO PARA LA REPUBLICA MEXICANA. (Com. del Plan Nat. Hidráulico, S. A. R. H. 1975)

Elementos del ciclo hidrológica. (RECURSOS HIDRAULICOS DE MEXICO)		Volumen, en miles de millones de m ³	
		Media anual	Almacenado
1. AGUA ATMOSFERICA	- Precipitación (renovable)	1,530.0	
2. AGUA SUPERFICIAL	- Escurrimiento fluvial = esc. superficial + esc. base (renovable).	410.0	
	- Almacenamiento: Capacidad de lagos naturales.		14.0
	Capacidad de vasos en operación. Evaporación de lagos y vasos	9.3	107.0
3. AGUA SUBTERRANEA	- Extracción permanente (renovable)	5 a 10	
Estimaciones regionales en el 37% de territorio nacional.	- Almacenamiento aprovechable para agricultura (no renovable)		60 a 80

menos naturales, está relacionada con otras ciencias. Tal relación o conexión deriva de la interacción que existe entre los diversos elementos naturales que integran los fenómenos de la naturaleza (17,20).

Por lo anterior, la Hidrología está relacionada primordialmente con las ciencias que estudian alguna componente de la naturaleza y por su enfoque o técnicas de trabajo está en conexión con las matemáticas (Estadística y Probabilidades). A --

continuación se resumen las ciencias que tienen mayor incidencia en la Hidrología:

- | | |
|------------------------------|--------------------------------|
| 1. Geografía Física. | 7. Ecología. |
| 2. Hidráulica. | 8. Matemáticas. |
| 3. Topografía y Cartografía. | 9. Estadística y Probabilidad. |
| 4. Geomorfología. | 10. Física. |
| 5. Geología. | 11. Química. |
| 6. Edafología. | 12. Biología. |

1.6 ECUACION DE BALANCE HIDROLOGICO.

En todo sistema o subsistema del ciclo hidrológico (Fig. 1.4 y 1.5), el principio que indica que el agua ni se crea ni se destruye se refleja en la denominada ECUACION DE BALANCE HIDROLOGICO (6,3), la cual permite relacionar las cantidades de agua que circulan por el ciclo (8,833), ésta es:

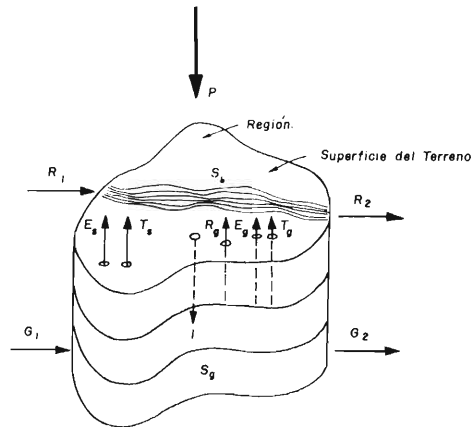
$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \text{Cambio de Almacenamiento.} \quad (1.1)$$

La simplicidad de la ecuación anterior es frecuentemente engañosa, ya que en la mayoría de los casos los términos de ella no pueden ser cuantificados adecuada y fácilmente (19,5).

Una ecuación de balance hidrológico generalizada puede ser desarrollada en base a los conceptos ilustrados en la Fig. 1.2 de la página número 5 y a la descripción cualitativa del ciclo hidrológico del inciso 1.4.1; entonces, s y g denotarán vectores o componentes de la ecuación originados en la superficie del terreno o en su interior, siendo las variables hidrológicas las siguientes: precipitación (P), evaporación (E), transpiración (T), escurrimiento superficial (R), infiltración (I), escurrimiento subterráneo (G) y los términos de almacenamiento (S). Los términos anteriores se ilustran en la Fig. 1.8 (19,8) siguiente.

Fig. 1.8

REPRESENTACION DEL BALANCE HIDROLOGICO DE UNA REGION



Entonces, de acuerdo a la Fig. 1.8 anterior, la ecuación de balance hidrológico - sobre el terreno será (19,7):

$$P + R_1 - R_2 + R_g - E_s - T_s - I = \Delta S_s \quad (1.2)$$

la ecuación de balance hidrológico bajo el terreno será:

$$I + G_1 - G_2 - R_g - E_g - T_g = \Delta S_g \quad (1.3)$$

y por último, la ecuación del balance hidrológico para todo el sistema (cuenca, valle, etc.) será igual a la suma de las ecuaciones 1.2 y 1.3, esto es:

$$P - (R_2 - R_1) - (E_s + E_g) - (T_s + T_g) - (G_2 - G_1) = \Delta(S_s + S_g) \quad (1.4)$$

la cual en forma simplificada se puede escribir como:

$$P - R - E - T - G = \Delta S \quad (1.5)$$

La ecuación de balance hidrológico es una herramienta útil para obtener estimaciones de la magnitud y distribución en el tiempo de las variables hidrológicas que en ella intervienen, como se ilustra en el siguiente ejemplo numérico, basado en el ejemplo 1.1 de la referencia 19 página 9.

EJEMPLO 1.1:

Durante un año determinado, una cuenca de 25,000 kilómetros cuadrados, recibe 900 milímetros de precipitación. El escurrimiento anual aforado en el río que drena tal cuenca fue de 5,361 millones de metros cúbicos.

Hacer una estimación aproximada de las cantidades conjuntas de agua evaporada y transpirada por la cuenca durante el año.

SOLUCION: La ecuación de balance hidrológico a utilizar es:

$$P - R - G - E - T = \Delta S \quad (1.5)$$

$$E + T = ET = P - R - G - \Delta S \quad (1.6)$$

en donde ET es la llamada evapotranspiración que se quiere calcular y P y R son conocidos, entonces para obtener la solución dos suposiciones deben efectuarse:

- 1a. Tomando en cuenta la enorme extensión de la cuenca, se podrá considerar que las divisorias topográfica y de aguas subterráneas (inciso 2.1 del capítulo 2) son coincidentes, entonces $G = 0$
- 2a. Se puede suponer que $\Delta S = 0$, lo cual implica que el volumen de agua subterránea no cambia con el tiempo. Para períodos más cortos la suposición anterior no es válida, ni en zonas áridas en las cuales se sobreexplotan los acuíferos durante los años secos.

Entonces, en base a lo anterior se obtiene: $ET = P - R \quad (1.7)$

para aplicar tal ecuación R se debe transformar a lámina en milímetros por año:

$$R = 5,361 \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{año} (1/\text{Area de cuenca, m}^2) (1,000 \text{ mm / m})$$

$$R = \frac{5,361 \cdot 10^6 \text{ m}^3 (10^3)}{26.0 \cdot 10^9 \text{ m}^2} = 206.2 \text{ mm / año.}$$

por lo tanto:

$$ET = P - R = 900 - 206 = 694 \text{ mm./año.}$$

$$\underline{ET = 700 \text{ milímetros por año.}}$$

El tema de este inciso será tratado con mayor detalle en un capítulo del volumen II (Diseños Hidrológicos de Obras Hídricas), en el cual se abordan diversos tópicos relacionados con la ecuación de balance hidrológico y los balances hídricos de cuencas.

Un trabajo que cubre con gran extensión y claridad los temas anteriores es la referencia recomendada M.

1.7 OBJETIVO DE LA HIDROLOGIA SUPERFICIAL.

1.7.1 GENERALIDADES.

La hidrología superficial, se encuentra comúnmente incluida en los programas de estudio de las carreras ingenieriles, como son la ingeniería civil y la ambiental, la agronomía, la geología, la geografía y la ecología. Todos estos especialistas y en particular el ingeniero civil tienen que diseñar, construir o bien, operar algún tipo de obra hidráulica que pretenda aprovechar una corriente o brindar protección contra las avenidas o crecientes de un río o arroyo, requiriendo por ello del conocimiento de la hidrología superficial para dar solución a los variados problemas de carácter práctico que dichas obras plantean, en especial en la etapa de proyecto, así como durante su proceso constructivo y su explotación.

Por ejemplo, si un ingeniero (civil, agrónomo, ambiental, etc.) debe estudiar el mejoramiento, la ampliación o la apertura de una zona bajo riego, el ingeniero primero detectará las fuentes de recursos hidráulicos (cuencas hidrográficas o acuíferos); si decide aprovechar los escurrimientos que genera una determinada cuenca tendrá que contestar las siguientes preguntas: ¿Qué magnitud y distribución tienen los escurrimientos de tal cuenca? ¿Qué demandas o requerimientos de riego presentan los cultivos propuestos? ¿Qué características tienen los períodos secos y que capacidad de almacenamiento es necesario dar al embalse para garantizar unas ciertas extracciones? ¿Qué porcentaje del escurrimiento se perderá por evaporación en el embalse? ¿Es mejor el planteamiento de aprovechamiento de las aguas superficiales o el de la captación de las aguas subterráneas? ¿Se pueden manejar conjuntamente ambos planes?

Sin embargo, las preguntas continúan si el embalse será construido (21,4): ¿Qué capacidad debe tener su obra de excedencias? ¿Qué diámetro debe tener la tubería de la obra o estructura de extracción? ¿La reforestación de la cuenca puede beneficiar tal planteamiento o no?

Las soluciones a todas la interrogantes anteriores y a otras más, son obtenidas a través de la hidrología superficial, cuyo objetivo se centra en el estudio y análisis de todos los problemas que atañen al diseño, construcción y operación de proyectos de ingeniería para el aprovechamiento y control de las aguas (10,1).

1.7.2 PROYECTOS DE APROVECHAMIENTO Y CONTROL.

Dentro del ciclo hidrológico es común observar que, algunas veces, la naturaleza parece trabajar demasiado, generando lluvias torrenciales que hacen crecer a los ríos en exceso y en otras ocasiones la maquinaria del ciclo parece detenerse completamente y con ella la precipitación y el escurrimiento (10,2). Estas dos condiciones extremas de crecientes y sequías, originan que el escurrimiento de los ríos no sea uniforme, sino que presenta dos épocas (5,1.1.2):

- 1a. Épocas de escurrimiento muy reducido en las que no se dispone del agua suficiente para su uso en el riego, agua potable o generación de energía eléctrica.
- 2a. Épocas de avenidas o crecientes en las que el escurrimiento es excesivo, desbordándose de su cauce natural y originando daños cuantiosos (inundaciones).

Las dos condiciones anteriores son precisamente las de mayor interés para el ingeniero especialista en hidrología, ya que con frecuencia se construyen obras (embalses) que permiten regular el escurrimiento a fin de disponer de él en forma uniforme y constante, y obras para dar protección contra las inundaciones, o bien, que sólo den paso a las avenidas. Las obras que se realizan para modificar el ciclo hidrológico y poder disponer del agua en forma regular se llaman PROYECTOS DE APROVECHAMIENTO y principalmente están constituidos por los embalses. En cambio las obras cuyo objetivo es brindar protección contra las inundaciones, se llaman PROYECTOS DE CONTROL y están constituidos por embalses, bordos de protección, rectificaciones de ríos, cauces de alivio, etc. Por último, dentro de las obras o estructuras que únicamente dan paso a las avenidas se tienen; los puentes, alcantarillas y los sistemas de drenaje, urbanos y rurales.

Conviene aclarar, que la descripción anterior es únicamente un esquema que facilita describir el objetivo de la hidrología superficial pero que, en la generalidad de los casos prácticos, los problemas de aprovechamiento y control se superponen y son difíciles de separar en un estudio hidrológico (5,1.1.2).

Para mayores detalles sobre los diversos tipos de problemas hidrológicos que se plantean al aprovechar los recursos hidráulicos, se aconseja consultar la referencia recomendada N.

En resumen, es el objetivo de la hidrología superficial el proporcionar las bases científicas y metodológicas para la elaboración de los estudios hidrológicos necesarios para el diseño de los proyectos de aprovechamiento, control y de paso a las avenidas.

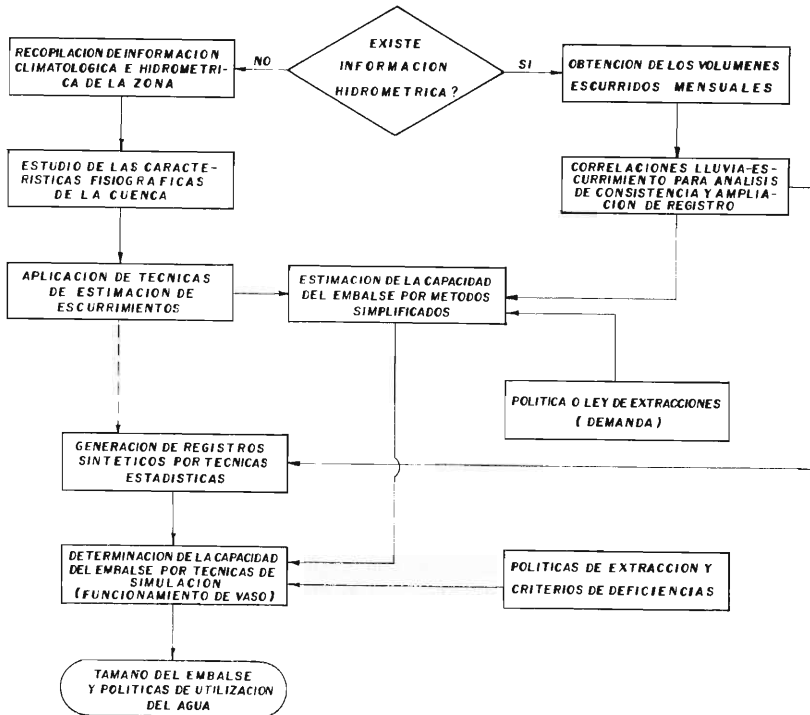
Los estudios hidrológicos para el diseño de un proyecto de aprovechamiento están generalmente basados en los volúmenes de escurrimiento medidos o estimados en el sitio de interés, en intervalos de tiempo relativamente grandes, por ejemplo de un mes. En cambio, los proyectos de control serán diseñados por medio de estudios que se basan en los fenómenos de avenida que ocurren en el cauce y que lógicamente, tienen una duración mucho menor, de minutos a días, según el tamaño de la frecuencia (5,1.1.3).

En la Fig. 1.9 siguiente, se muestra esquemáticamente el desarrollo de un estudio hidrológico para un proyecto de aprovechamiento, el cual permite definir la capacidad del embalse y las normas o políticas de las extracciones.

Fig. 1.9

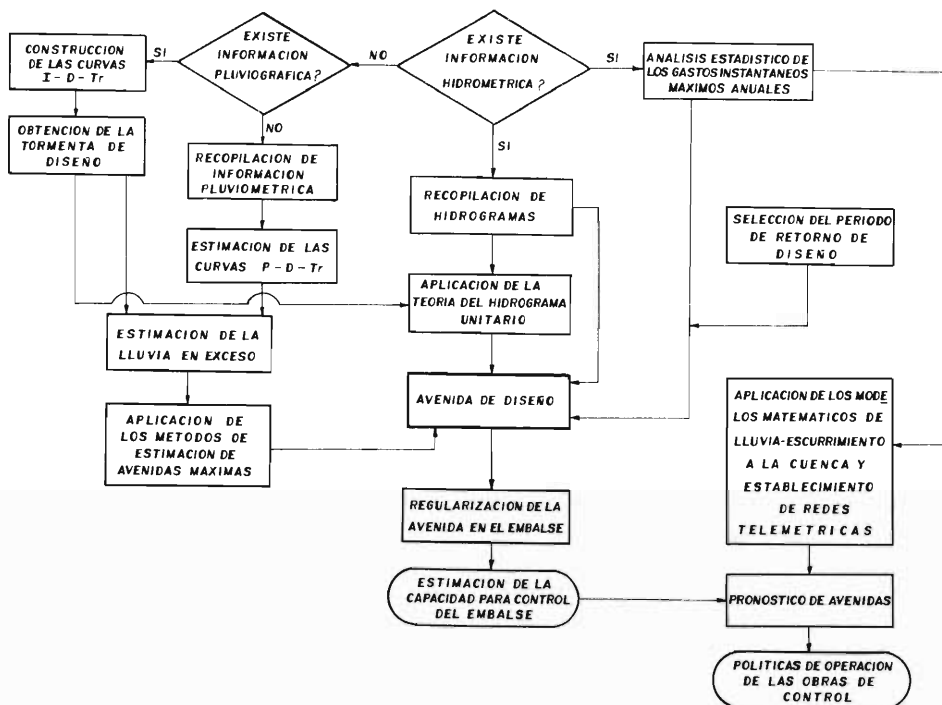
SECUENCIA DEL ESTUDIO HIDROLOGICO DE UN PROYECTO DE APROVECHAMIENTO.

(D. F. Campos Aranda, 1981).



En la Fig. 1.10 siguiente se ilustra esquemáticamente el estudio hidrológico que definirá las avenidas, la magnitud del proyecto de control, las obras complementarias y las políticas de operación de tales obras.

Fig. 1.10
SECUENCIA DEL ESTUDIO HIDROLOGICO DE UN PROYECTO DE CONTROL.
 (D. F. Campos Aranda, 1981).



Con respecto a los estudios hidrológicos de las estructuras que sólo dan paso a las avenidas, como son todos los tipos de obras de drenaje, éstos consistirán básicamente en la obtención de la avenida de diseño y en la elaboración de un estudio hidráulico para su diseño o revisión de funcionamiento.

1.8 ENFOQUE Y SOLUCION DE LOS PROBLEMAS HIDROLOGICOS.

1.8.1 ENFOQUE DE LOS PROBLEMAS HIDROLOGICOS.

Como se indicó en el inciso 1.4.2.1, las complejas características de los procesos naturales que tienen relación con los fenómenos hidrológicos hacen difícil y prácticamente inabordable el análisis de éstos mediante un razonamiento deductivo riguroso; entonces, casi nunca es posible partir de una ley básica y determinar con base a ella el resultado hidrológico necesario (10,4). Debido a esto último, es necesario partir de un conjunto de datos observados del fenómeno hidrológico bajo estudio, analizarlos estadística y probabilísticamente para establecer las normas que rigen tal fenómeno.

Un panorama general sobre los diversos tipos de procesamientos y análisis que se

realizan con los datos hidrológicos se presenta en la referencia recomendada B, - sugiriéndose su consulta.

Este sistema de trabajo en la hidrología constituye el enfoque que se da a los -- problemas hidrológicos y por ello, como indica E.M. Wilson (21,1), " la Hidrología es básicamente una ciencia interpretativa ".

1.8.2 SOLUCIONES A LOS PROBLEMAS HIDROLOGICOS.

La hidrología resultará para los alumnos de alguna de las ramas de la ingeniería un tema muy interesante, pero notoriamente diferente a la mayoría de las materias de los cursos de ingeniería; ya que los fenómenos naturales que conciernen a la - hidrología, no son susceptibles de un análisis riguroso como los que son posibles en la mecánica. Hay, por lo tanto, una mayor variedad de métodos, casi siempre empíricos, más campo de juicio para el calculista y una aparente falta de precisión en las soluciones a los problemas planteados.

Sin embargo, la precisión de las soluciones hidrológicas puede compararse favorablemente con las **de cálculos ingenieriles**, en las que sus incertidumbres se ocultan frecuentemente con el empleo de coeficientes de seguridad, procedimientos de diseño rígidamente tipificados y con las hipótesis conservadoras en relación a -- las propiedades de los materiales (10,XVI).

En general, las soluciones a los problemas que se plantean en la hidrología se obtienen a través de los análisis estadísticos y probabilísticos de la información disponible, como ejemplo de tales problemas se tienen la estimación de valores ex tremos todavía no observados y por lo tanto, no incluidos en la muestra disponi-- ble de corta duración, la determinación de las características hidrológicas en lu gares donde no se dispone de datos por no haberse recabado información y la esti-- mación de los efectos de la acción humana en las características hidrológicas de una zona o cuenca (10,4).

Conviene también aclarar, que cada problema hidrológico es único y sus conclusiones cuantitativas de su análisis no son aplicables a otros problemas.

1.8.3 LIMITACIONES DE LA HIDROLOGIA.

Con respecto a las limitaciones que se tendrán en la hidrología, para dar solución a los problemas que en ella se plantean, éstas son de dos tipos:

- A. Limitación debida a la complejidad e ignorancia en los procesos naturales con los cuales se trabaja.
- B. Limitación debida a la cantidad de información hidrológica disponible.

De hecho, cuando no se dispone de datos históricos adecuados prácticamente no se puede abordar un estudio hidrológico cuantitativo y conforme se disponga de una - mayor cantidad de información hidrológica se calibrarán los criterios asequibles y se propondrán otros, para tener así mayor seguridad en los resultados o conclusiones hidrológicas a que se llegue (1,7).

1.9 FUNCIONES DEL ESPECIALISTA EN HIDROLOGIA.

1.9.1 TIPOS DE ESPECIALISTAS EN HIDROLOGIA.

Se puede decir que los diferentes niveles de enseñanza y capacitación en hidrología teórica ó aplicada, reflejan fielmente la estructura y necesidades de las ins tituciones y dependencias gubernamentales, que a su vez son influenciadas por las condiciones naturales (recursos), económicas, sociales, políticas y administrati vas del país, pues ello determina el nivel y carácter de las labores o trabajos - que realizará el hidrólogo (1,7).

En el caso del ingeniero civil, del agrónomo o del geólogo, su formación en hidrología no será completa y sus conocimientos se limitarán a ciertas bases sólidas y diversas cuestiones y aptitudes prácticas, que le permitirán trabajar en tal área y además poder llevar a cabo otros trabajos o funciones de su propia especialidad (1,7).

Con respecto al nivel de capacitación en hidrología se pueden distinguir cuatro grupos o niveles principales, cuyos límites no son totalmente claros (18,15), éstos son:

- GRUPO 1: INVESTIGADORES Y PROFESORES DE HIDROLOGIA. Los investigadores se inician comúnmente a nivel posdoctoral y sus funciones incluyen la realización de estudios teóricos de carácter científico y el desarrollo de nuevas técnicas de observación y procesamiento de datos. Para el caso del profesor de hidrología su formación deberá de ser bastante sólida y sus actividades abarcarán el campo del investigador y del ingeniero hidrólogo.
- GRUPO 2: INGENIERO HIDROLOGO. Tomando en cuenta que la hidrología superficial se incluye en los programas de varias carreras ingenieriles, el ingeniero hidrólogo podrá ser cualquier profesional, cuyos estudios más completos en hidrología hallan sido realizados por alguno de los tres medios siguientes: curso universitario completo (licenciatura), curso de posgrado (ver Apéndice I) o bien, formación a través de su ejercicio profesional. En todos los casos sus actividades se relacionarán con el estudio de los fenómenos hidrológicos que tienen importancia o ingerencia en el diseño, construcción y operación de proyectos de aprovechamiento o control de los recursos hidráulicos.
- GRUPO 3: TECNICOS. Cuya preparación consiste en capacitación por medio de manuales y libros de instrucciones o mediante su capacitación en su trabajo, bajo supervisión de un hidrólogo. Sus funciones abarcan el montaje y mantenimiento de estaciones hidrométricas y/o climatológicas, la toma de medidas de comprobación, el procesamiento de los datos obtenidos, la supervisión de los observadores y ciertas labores administrativas locales.
- GRUPO 4: PERSONAL AUXILIAR (OBSERVADORES). Sus funciones consisten en la lectura y mantenimiento de los instrumentos hidrológicos y trabajos simples de cálculo y dibujo.

Para el caso concreto del ingeniero civil, podrá desarrollar las funciones del ingeniero hidrólogo, después de uno o dos años de práctica en tal área, o bien, posteriormente a un curso de posgrado.

Con respecto a este último punto, en el Apéndice I se citan las instituciones recomendadas para realizar estudios de posgrado en hidrología, tomadas de la referencia recomendada I, además, se presenta una lista de los cursos de especialización en hidrología y recursos hidráulicos que se imparten en el mundo (ref.9).

Para el ingeniero civil dedicado a los trabajos hidrológicos será necesario y prácticamente imprescindible el contar con una colección de manuales y libros de hidrología, así como otras publicaciones relacionadas con el tema; para la formación de tal colección se recomienda consultar el Apéndice II.

1.9.2 FUNCIONES DEL INGENIERO HIDROLOGO.

Para elaborar los estudios hidrológicos necesarios para los proyectos de aprovechamiento y/o control, primeramente se debe establecer un adecuado programa de investigaciones hidrológicas, que comprenderán la recopilación e interpretación de datos climatológicos (precipitación, evaporación y temperaturas, principalmente) e hidrométricos (volúmenes escurridos y avenidas), siendo el ingeniero hidrólogo el más indicado para realizar tales trabajos.

Con respecto al procesamiento de la información, es conveniente indicar que el ingeniero hidrólogo como los demás profesionales, utiliza herramientas analíticas basadas en sus teorías, las cuales le permiten obtener respuestas cuantitativas que resuelven el problema; pero además, sucesivamente a elaborado mejores instrumentos para observar los procesos hidrológicos y probar sus teorías (1,6).

Sin embargo, la aplicación de las técnicas analíticas es sólo uno de los pasos - que son necesarios para desarrollar un proyecto de aprovechamiento o control, en general se siguen los 8 pasos siguientes (1,6):

- 1o. Determinación precisa del problema que se quiere resolver, con las estructuras en proyecto.
- 2o. Identificación y acopio de la información disponible.
- 3o. Selección de alternativas (opciones factibles).
- 4o. Análisis de las alternativas aplicando métodos analíticos y algunas veces experimentales.
- 5o. Evaluación cuantitativa de los resultados.
- 6o. Evaluación de los factores no técnicos.
- 7o. Formulación de los estudios definitivos.
- 8o. Elaboración de recomendaciones para la construcción y mantenimiento de las obras.

En nuestro país, la información climatológica e hidrométrica es concentrada y publicada básicamente por la S.A.R.H., a través de su Dirección de Hidrología y del Servicio Meteorológico Nacional. Mayores detalles sobre la información hidrológica disponible en la República Mexicana se tienen en el Apéndice III.

1.10 LA HIDROLOGIA EN MEXICO*.

1.10.1 PRESENTE Y FUTURO.

Prácticamente en todo el mundo, pero principalmente en los países en desarrollo y México no es la excepción, el aumento o crecimiento de la población hace que el agua resulte escasa con respecto a las necesidades, lo que ha originado el inicio de una política hidráulica orientada hacia el mejor aprovechamiento de los almacenamientos disponibles y hacia una rigurosa planeación para el futuro. Esto último, requiere del perfeccionamiento de los métodos y técnicas de los análisis hidrológicos, pues se requiere: procesar y obtener conclusiones sobre los datos de lluvias, evaporaciones y escurrimientos, la previsión de eventos extremos (máximos y mínimos) de precipitaciones y escurrimientos, la estimación del transporte y depósito de los sedimentos, etc.

Lo anterior se hizo palpable en México, aproximadamente a partir de 1965, cuando la hidrología experimentó un gran cambio, de manera que los ingenieros civiles e hidráulicos, los cuales estaban resolviendo problemas eminentemente hidráulicos, tuvieron que atacar problemas de carácter hidrológico con técnicas novedosas, como por ejemplo: el análisis de series cronológicas, los enfoques de caja negra, los métodos de simulación y los enfoques hidrometeorológicos (15,529).

En la actualidad, los estudios hidrológicos de las obras hidráulicas en proyecto o en operación (estudios de pronóstico o de revisión), han adquirido un papel casi primordial, de manera que todas las secretarías de estado (S.A.R.H., C.F.E., S.A.H.O.P., etc.) vinculadas con los proyectos de aprovechamiento y control, tienen oficinas que incluyen un grupo de ingenieros dedicados a los análisis hidrológicos de sus obras.

Se puede decir que la hidrología en México ya ha alcanzado el nivel de importancia que merece y por otra parte, está encaminada hacia el período de teorización, ya que los logros de su período predecesor de racionalización, están perfectamente establecidos en nuestro país (Ver inciso 1.3 anterior).

Las técnicas hidrológicas modernas han abierto enormes perspectivas de análisis, ya que por ejemplo, los métodos de simulación permiten estudiar sistemas complejos que anteriormente no eran abordables, permitiendo además realizar los estudios económicos de factibilidad y jerarquización de las obras en proyecto (15,523).

* Con excepción de ciertas ideas tomadas de las referencias bibliográficas 15 y 3, prácticamente todo el contenido de este inciso son opiniones propias del autor.

Sin embargo, la hidrología deberá de evolucionar más y tender hacia la formulación de modelos que permitan prever las consecuencias de una determinada política hidráulica en una cuenca o región del país, pero tomando en cuenta los problemas de carácter eminentemente social, la contaminación y la reutilización de las aguas poco contaminadas o tratadas.

1.10.2 ERRORES Y NECESIDADES.

De manera concreta se pueden citar los siguientes 5 errores en la hidrología que se aplica y desarrolla en nuestro país, éstos son:

PRIMERO: Mientras los métodos hidrológicos para estimar escurrimientos, evaporaciones, avenidas, etc., en cuencas sin información hidrológica, sean utilizados sin ser contrastados con la información disponible en México, se estará verdaderamente retornando al empirismo, pues la aplicación de cada método en cuencas distintas a aquéllas en las que fueron deducidos, puede conducir en algunos casos a graves errores, debido a las diferencias existentes entre las cuencas.

SEGUNDO: Aunado al punto anterior, cabe citar la escasez de estudios climatológicos en México, que permitan regionalizar y faciliten la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Frecuencia y Precipitación-Area-Duración, para tales regiones o cuencas específicas; al no existir dichos estudios se tiene la necesidad de hacer estimaciones de lluvias de duraciones reducidas en base a relaciones empíricas, principalmente debido a la escasez de pluviógrafos.

TERCERO: No existe una normalización en los criterios de diseño de las obras hidráulicas, así por ejemplo, la avenida de diseño del vertedor de un pequeño embalse, una oficina o despacho de hidrología la estima para 100 años de intervalo de recurrencia (período de retorno) y en cambio otra, sugiere que sea para 1,000 años. Similarmente, en las obras de excedencia de los grandes embalses se manejan (erróneamente) períodos de retorno de 10,000 años, cuando el análisis hidrológico de estas obras debe ser a través del concepto meteorológico de precipitación máxima probable.

CUARTO: El punto anterior se agudiza aún más cuando cada oficina de hidrología de determinada Secretaría de estado, publica su manual o instructivo para los análisis hidrológicos que en ella se realizan, siendo este material de uso exclusivo y con ediciones limitadas, además de no haber sido sometido a una disertación y análisis crítico, en el que participaran un número suficiente de hidrólogos del país. Es, en resumen, un error grave el escaso intercambio de la literatura hidrológica que se está generando.

QUINTO: Urge realizar el balance hidrológico de las cuencas más pobladas de nuestro país, para poder planificar el futuro desarrollo regional lo cual incluye, la factibilidad de nuevos aprovechamientos hidráulicos.

Con respecto a las necesidades en hidrología del país, éstas derivan de los errores señalados y se pueden resumir en las 5 siguientes:

PRIMERA: Elaborar estudios de contraste de la metodología empírica utilizada, para definir su confiabilidad, zonas de aplicabilidad, etc. En base a la información hidrológica disponible actualmente, emprender estudios de investigación para generar nuevos criterios, corregir o modificar los que están en uso y tratar de ampliar el horizonte del conocimiento teórico.

SEGUNDA: Ampliación de la red pluviográfica e hidrométrica del país, principalmente para instrumentar cuencas medianas y pequeñas y poder realizar estudios de investigación en ellas para llegar a criterios más adecuados y confiables. Respecto a la red pluviométrica, sólo se requiere que sea complementada en ciertas zonas del país, para que cumpla con las especificaciones de los diversos criterios de diseño de este tipo de redes (ver capítulo 4).

TERCERA: Organizar reuniones de trabajo para discutir y mejorar las publicacio-

nes sobre hidrología existentes y publicar otras que llenen las necesidades actuales y futuras. Además, de convocar a conferencias y seminarios para tener un foro para presentación de las modernas contribuciones o investigaciones realizadas; lo anterior favorecerá el intercambio de la literatura hidrológica.

CUARTA: La organización de cursos intensivos y de especialización en hidrología y meteorología, así como el establecimiento de una maestría en hidrología.

QUINTA: En la actualidad, todavía el estudio hidrológico de un embalse mediano y principalmente, el de uno pequeño, es realizado en forma aislada, es decir, sin contemplar sus efectos o consecuencias hidrológicas, en el régimen de la corriente y en las obras o captaciones aguas abajo. Lo anterior constituye una seria aberración y los estudios de balance hidrológico de cuencas, permitirán definir las áreas o zonas con potencial hidráulico disponible y aquellas parcialmente aprovechadas, en donde la construcción de un nuevo embalse no se recomienda, o éste está limitado a una cierta capacidad, o a un determinado volumen por aprovechar.

1.11 RESUMEN DEL CAPITULO.

En este capítulo se han integrado los conceptos y temas que constituyen una introducción a la Hidrología Superficial, como ciencia y como base de los diseños de los proyectos de aprovechamiento y control de los recursos hidráulicos.

Se ha abordado con detalle el concepto académico del Ciclo Hidrológico, por ser éste el punto de partida para el estudio y comprensión del campo de la hidrología general. Por último, se describieron los enfoques y técnicas de solución de los problemas hidrológicos y se bosquejó el estado actual de la hidrología superficial en nuestro país.

APENDICE 1: INSTITUCIONES Y CURSOS RECOMENDADOS PARA REALIZAR ESTU
DIOS DE POSGRADO EN HIDROLOGIA SUPERFICIAL Y APROVECHA
MIENTOS HIDRAULICOS.

INSTITUCIONES NACIONALES:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO (U.N.A.M.).
División de Estudios Superiores de la Facultad de
Ingeniería (DESFI).
Ciudad Universitaria, México 20, D.F.

INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL (I.P.N.).
Escuela de Graduados de la Escuela Superior
de Ingeniería y Arquitectura.
Unidad Profesional Zacatenco, México 14, D.F.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA DE LA U.N.A.M.
Calle Tacuba 5, Primer piso.
México 1, D.F.

INSTITUCIONES EXTRANJERAS (referencia recomendada 1):

1. En los Estados Unidos de América:

UNIVERSITY OF ARIZONA.
Department of Hydrology and
Water Resources.
Attn. Prof. S.N. Davis.
Tucson, AZ 85721, U.S.A.

COLORADO STATE UNIVERSITY.
Department Civil Engineering.
Attn. Chairman of Civil Engineering.
Fort Collins, CO 80521, U.S.A.

UNIVERSITY OF ILLINOIS.
Department Civil Engineering.
Attn. V.T. Chow.
Urbana, IL 62801, U.S.A.

PURDUE UNIVERSITY.
Department Civil Engineering.
Attn. G.H. Toebes.
West Lafayette, IN 47906, U.S.A.

TEXAS TECH UNIVERSITY.
Department Civil Engineering.
Attn. R.M. Sweazy.
Lubbock, TX 79409, U.S.A.

WASHINGTON STATE UNIVERSITY.
Department College of Engineering.
Attn. J.F. Orsborn.
Pullman, WA 99163, U.S.A.

2. En Europa:

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE TOULOUSE.
Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique, d'Electronique, d'Informatique
et d'Hidraulique. 2 Rue Charles Camichel. 31 Toulouse 01, Francia.

INSTITUTE OF HYDROLOGY.
Crowmarsh Gifford.
Wallingford, Oxon OX10 8BB, England.

DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.
International Courses.
P.O. Box 5, Delft, Holanda.

INSTITUTO DE HIDROLOGIA.
Centro de Estudios Hidrográficos.

Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, No.3.
Madrid 5, España.

3. En Rusia:

GOSUDARSTVENNYI GIDROLOGICHESKII INSTITUT.
(Instituto Hidrológico del Estado).
Leningrado, Rusia.

CURSOS SEMESTRALES DE ENERO A JUNIO (relación recabada en la referencia 9):

INTERNATIONAL POSTGRADUATE TRAINING COURSE IN HYDROLOGY.
Prague Agricultural University.
Department of Water Resources.
V5Z Praha-Suchdol, Czechoslovakia.
(Praga, Checoslovaquia).

INTERNATIONAL COURSE IN HYDROLOGY.
Centro Internazionale di Idrologia "Dino Tonini".
Via Loredan 20, 35100 Padova, Italy.
(Padua, Italia).

INTERNATIONAL POSTGRADUATE COURSE ON HYDROLOGICAL METHODS
FOR DEVELOPING WATER RESOURCES MANAGEMENT.
Vituki P.O. Box 27, H-1453 Budapest 92, Hungary.
(Budapest, Hungría).

INTERNATIONAL COURSE IN OPERATIONAL AND APPLIED HYDROLOGY.
E.P.F. de Lausanne, Institut de Genie Rural.
Bassenges, 1024 Ecublens, Switzerland.
(Suiza).

CURSO INTERNACIONAL DE HIDROLOGIA GENERAL Y APLICADA.
Paseo Bajo de la Virgen del Puerto No. 3.
Madrid 5, España.

CURSOS MENSUALES EN DIFERENTES EPOCAS DEL AÑO (referencia 9):

INTERNATIONAL COURSE FOR HYDROLOGISTS.
International Institute for Hydraulics and
Environmental Engineering.
P.O. Box 3015, 2601 DA Delft, The Netherlands.
(Delft, Holanda).

INTERNATIONAL HIGHER HYDROLOGICAL COURSE.
Geography Department, Moscow State Lomonosov University.
117234 Moscow V-234, U.S.S.R.
(Moscú, Rusia).

INTERNATIONAL POSTGRADUATE COURSE IN HYDROLOGY.
Department of Engineering Hydrology.
University College, Galway, Ireland.
(Galway, Irlanda).

APENDICE II: RELACION DE LOS PRINCIPALES LIBROS SOBRE HIDROLOGIA SUPERFICIAL, DISPONIBLES ACTUALMENTE.

1. MANUALES DE HIDROLOGIA EN INGLES:

HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY. A Compendium of Water-Resources Technology. Editor-in-chief: Ven Te Chow. -- McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964

HANDBOOK ON THE PRINCIPLES IN HYDROLOGY. A General Text with Special Emphasis on Canadian Conditions. Editor-in-chief: Donald M. Gray. Water Information Center Publications. New York, U.S.A. 1973

SECTION 4: HYDROLOGY of The National Engineering Handbook. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service. Washington, D.C., U.S.A. 1972

3. LIBROS SOBRE HIDROLOGIA EN INGLES:

INTRODUCTION TO HYDROLOGY. Second Edition. W. Viessman, J.W. Knapp, G.L. Lewis and T.E. Harbaugh. Harper & Row Publishers. New York, U.S.A. 1977

WATER IN ENVIRONMENTAL PLANNING. T. Dunne and L.B. Leopold. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. - 1978

HYDROLOGY. A Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling. A.J. Raudkivi. Pergamon Press. London, England. 1979

ENGINEERING HYDROLOGY. Second Edition. E.M. Wilson. The MacMillan Press Ltd. London, England. 1974

PROBLEMS IN APPLIED HYDROLOGY. E.F. Schulz. Water Resources Publications. Colorado, U.S.A. Revised 1976

DYNAMIC HYDROLOGY. P.S. Eagleson. -- McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1970

4. LIBROS SOBRE HIDROLOGIA EN ESPAÑOL:

HIDROLOGIA PARA INGENIEROS. Segunda

2. MANUALES DE HIDROLOGIA EN ESPAÑOL:

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Sección A: HIDROTECNIA, Tema 1: HIDROLOGIA, comprende 12 capítulos. Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1980

MANUAL DE HIDROLOGIA (6 Volúmenes). - Editor Principal: Rafael Heras R. Publicación No. 88 del Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, España. - 1972

HIDROLOGIA SUBTERRANEA (Tomo I). Directores de Edición: Emilio Custodio G. y Manuel R. Llamas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976

APPLIED HYDROLOGY. R.K. Linsley, M.A. Kohler and J.L.H. Paulhus. McGraw-Hill Book Company and Kogakusha Company, Ltd Tokyo, Japan. 1949

HYDROLOGY. Second Edition. C.O. Wisler and E.F. Brater. John Wiley & Sons, - Inc. New York, U.S.A. 1959

PRINCIPLES OF HYDROLOGY. Second Edition. R.C. Ward. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, England. - 1975

HYDROLOGY FOR ENGINEERS AND PLANNERS. A.T. Hjelmfelt and J.J. Cassidy. Iowa State University Press. Iowa, U.S.A. - 1975

SYSTEMATIC HYDROLOGY. J.C. Rodda, R.A. Downing and F.M. Law. Newnes-buttermorths. London, England. 1976

SYSTEMS APPROACH TO WATER MANAGEMENT. Edited by A.K. Biswas. McGraw-Hill Book Company and Kogakusha Ltd. Tokyo, Japan. 1976

TRATADO DE HIDROLOGIA APLICADA. Segun

edición. R.K. Linsley, M.A. Kohler y J.L.H. Paulus. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. 1977

HIDROLOGIA Y RECURSOS HIDRAULICOS (- 2 tomos). Rafael Heras R. Publicación No. 120 del Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, España. 1976

HIDROLOGIA MODERNA. 3a. Impresión. R.G. Kazmann. Compañía Editorial Continental, S.A. México, D.F. 1975

5. LIBROS SOBRE HIDROLOGIA EN FRANCES:

HYDROLOGIE DE SURFACE. Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer. M. Roche. Gauthier-Villars Editeur. Paris, France. 1963

INITIATION A L'ANALYSE HYDROLOGIQUE. P. Dubreuil. Mason & Cie, Editeurs. Paris, France. 1974

6. LIBROS SOBRE TOPICOS ESPECIFICOS DE HIDROLOGIA EN INGLES.

PROBABILITY AND STATISTICS IN HYDROLOGY. V. Yevjevich. Water Resources Publications. Colorado, U.S.A. 1972

STATISTICAL METHODS IN HYDROLOGY. C. T. Haan. The Iowa State University Press. Iowa, U.S.A. 1977

APPLIED MODELING OF HYDROLOGIC TIME SERIES. J.D. Salas, J.W. Delleur, V. Yevjevich and W.L. Lane. Water Resources Publications, Colorado, U.S.A. 1980

STOCHASTIC WATER RESOURCES TECHNOLOGY. N.T. Kottegoda. The MacMillan Press, Ltd. London, England. 1980

7. LIBROS SOBRE TOPICOS ESPECIFICOS DE HIDROLOGIA EN ESPAÑOL:

MANUAL PARA LA ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUENCAS Y PRESAS PEQUEÑAS. D.F. Campos Aranda. Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, S.A.R.H. México, D.F. 1982

METODOS SIMPLIFICADOS PARA EL DISEÑO HIDROLOGICO DE UN EMBALSE. D.F. Campos Aranda. Trabajo de Investigación I, presentado en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. 1981

DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD PARA SEDIMENTOS EN LOS EMBALSES. D.F. Campos Aranda. Tesis presentada para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, publicada

da edición. G. Remenieras. Editores - Técnicos Asociados, S.A. Barcelona, España. 1974

Apuntes de Clase para el Curso de HIDROLOGIA PRACTICA (Partes I y II). Silviu Stanescu. Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogotá, Colombia. 1974

HIDROLOGIA. Primera Parte. R. Springall G. Publicación D7 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. 1970

APPLICATIONS DE L'HYDROLOGIE A LA GESTION DES RESSOURCES EN EAU. Au Niveau de la Planification et de la Conception. V. Klemeš. Organisation Météorologique Mondiale. Hydrologie Opérationnelle Rapport No. 4. Geneve, Suisse. 1975

RESERVOIR CAPACITY AND YIELD. T.A. -- McMahon and R.G. Mein. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam, The Netherlands. 1978

FLOODS. A Geographical Perspective. R. Ward. The MacMillan Press Ltd. London, England. 1978

RIVER RUNOFF REGULATION AND WATER-MANAGEMENT CALCULATIONS. Second revised edition. P.A. Lyapichev. Israel Program for Scientific Translations. Jerusalem, Israel. 1975

MATHEMATICAL MODELS IN HYDROLOGY. R. T. Clarke. Irrigation and Drainage Paper 19. FAO. Rome, Italy. 1973

da y de venta en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. 1980

HIDROLOGIA. Capítulo 8: Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos. R. Springall G. Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. 1975

8. LIBROS DE CONSULTA GENERAL RELACIONADOS CON LA HIDROLOGIA:

HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS. Third edition. C.V. Davis and K.E. Sorensen, editor-in-chief and Co-editor. McGraw-Hill Book Company and Kogakusha Company, Ltd. Tokyo, Japan. 1969

ENGINEERING HYDRAULICS. Proceedings of the Fourth Hydraulics Conference. Edited by Hunter Rouse. John Wiley & Sons, Inc. New York, U.S.A. 1950

THE WATER ENCYCLOPEDIA. A Compendium of Useful Information on Water Resources. Edited by D.K. Todd. Water Information Center. New York, U.S.A. 1970

DESIGN OF SMALL DAMS. Second edition and revised reprint. U.S.D.I., Bureau of Reclamation. Washington, D.C., U.S.A. 1977

WATER RESOURCES AND THE NATIONAL WELFARE. W.U. Garstka. Water Resources Publications. Colorado, U.S.A. 1978

HANDBOOK OF DAM ENGINEERING. Edited by A.R. Golze. Van Nostrand Reinhold Company. New York, U.S.A. 1977

APPLIED HYDRAULICS IN ENGINEERING. Second edition. H.M. Morris and J.M. Wiggert. The Ronald Press Company. New York, U.S.A. 1972

HYDROLOGY FOR TRANSPORTATION ENGINEERS Edited by T.G. Sanders. U.S.D.T., Federal Highway Administration. Washington, D.C., U.S.A. 1980

INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS. 4a. Impresión. R.K. Linsley y J. B. Franzini. Compañía Editorial Continental, S.A. México, D.F. 1972

GUIA DE PRACTICAS HIDROMETEOROLOGICAS. Segunda edición. OMM-No. 168. TP. 82. Organización Meteorológica Mundial. Ginebra, Suiza. 1970

9. ORGANISMOS Y ASOCIACIONES QUE PUBLICAN LIBROS, ARTICULOS O 'JOURNALS' SOBRE HIDROLOGIA:

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. P.O. Box 5, CH-1211. Ginebra, Suiza.

UNESCO. 7, Place de Fontenoy. 75700 París, Francia.

FAO. Via delle Terme di Caracalla. 00100 Roma, Italia.

INTERNATIONAL ASSOCIATION OF SCIENTIFIC HYDROLOGY (IASH). Rue del Ronces, 61. Gentbrugge, Bélgica.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). 22 Avenue de Wagram. 75008 París, Francia.

THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). 345 East Forty-Seventh Street. New York, N.Y. 10017, U.S.A.

AMERICAN GEOPHYSICAL UNION (AGU). Suite 435, 2100 Pennsylvania AV. N.W. Washington, D.C. 20037, U.S.A.

AMERICAN WATER RESOURCES ASSOCIATION. 206 East University Av. Urbana, Illinois, U.S.A.

U.S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE. Washington, D.C. 20402, U.S.A.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. The Hydrologic Engineering Center. 609 Second Street. Davis, CA 95616, U.S.A.

CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRAFICOS. Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3. Madrid 5, España.

COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. Tépico 40, Col. Roma. México 7, D.F.

APENDICE III: INFORMACION HIDROLOGICA DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA.

En la tabla siguiente se ha concentrado la relación de publicaciones periódicas - (mensuales y anuales) y aperiódicas sobre información climatológica e hidrométrica, disponibles en México. Posteriormente, se citan las direcciones de las dependencias gubernamentales que las publican, para su adquisición.

INFORMACION HIDROLOGICA DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA.

PUBLICACION.	ALCANCE.	FRECUENCIA.	DEPENDENCIA.
Boletín Hidrológico.	Datos Hidrométricos. **	Periódica.	Dirección de Hidrología, S.A.R.H.
Boletín Climatológico.	Datos Climatológicos región Hidrológica No. 12.	Información hasta Dic. de 1972.	Dirección de Hidrología, S.A.R.H.
Boletín Climatológico.	Datos Climatológicos región Hidrológica No. 36.	Información hasta Dic. de 1978.	Dirección de Hidrología, S.A.R.H.
Boletín Climatológico.	Datos Climatológicos región Hidrológica No. 37.	Información hasta Dic. de 1978.	Dirección de Hidrología, S.A.R.H.
Boletín del Servicio Meteorológico Nacional.	Observaciones Pluviométricas y Termométricas. *	Mensual.	Dirección General de Geografía y Meteorología, S.A.R.H.
Boletín Hidrológico del Valle de México	Datos Hidrométricos y Meteorológicos del Valle de México.	Anual.	Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, S.A.R.H.
Boletín Hidrométrico.	Datos Hidrométricos y Climatológicos del río Papaloapan.	Anual.	Comisión del Papaloapan, S.A.R.H.
Boletín Hidrológico.	Datos Hidrométricos. *	Periódica.	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Meteorológico.	Datos Meteorológicos. *	Periódica.	Comisión Federal de Electricidad.
Boletín Hidrométrico	Escurremientos del río Colorado y otros ríos internacionales del Oeste.	Anual.	Comisión Internacional de Límites y Aguas, S.R.E.

* Se refieren a sus estaciones en toda la República.

** Abarca información por región Hidrológica. El país está dividido en 37 regiones Hidrológicas.

DIRECTOR GENERAL DE ESTUDIOS, S.A.R.H.
San Antonio Abad No. 32, 11o. piso.
C.P. 06820. México, D.F.

DIRECTOR GENERAL DEL SERVICIO METEOROLOGICO NACIONAL, S.A.R.H.
Av. Observatorio No. 192, Tacubaya.
C.P. 11870. México, D.F.

VOCAL SECRETARIO DE LA COMISION DEL RIO PAPALOAPAN, S.A.R.H.
Domicilio conocido, Cd. Alemán, Veracruz.

VOCAL SECRETARIO DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO, S.A.R.H.
Balderas No. 55, 5o. piso.
C.P. 06050. México, D.F.

DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS HIDROMETEOROLOGICOS, C.F.E.
Oklahoma No. 85, 1er. piso.
C.P. 03810. México, D.F.

INGENIERO RESIDENTE, C.I.L.A.
Pino Suárez No. 3,456
C.P. 88000. Nuevo Laredo, Tamaulipas.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. CAMPOS ARANDA, D.F. " La Enseñanza de la Hidrología en la Carrera de Ingeniero - Civil ". Escuela de Ingeniería de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí. México. Agosto de 1978 (19 páginas).
2. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. " Plan Nacional Hidráulico 1975. Primera Parte: MARCO DE REFERENCIA ". Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México, D.F. Reimpresión de la segunda edición. Julio de 1977.
3. COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO. " Notas sobre el estado actual de la Hidrología Superficial en México ". Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México, D.F. Información proporcionada por el Ing. Manuel Arango, Director de Capacitación Enero de 1982.
4. CHOW, V.T. " Hydrology and Its Development ". section 1 in the Handbook of Applied Hydrology, page 1-1 to 1-22, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964
5. DOMINGUEZ MORA, R. " Consideraciones Generales. capítulo 1, tema 1: Hidrología, - sección A: HIDROTECNIA ". Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1980 (13 páginas).
6. DOOGE, J.C.I. " Naturaleza y Componentes del Ciclo Hidrológico ". Parte 1, páginas 1 a 17 del libro La influencia del Hombre en el Ciclo Hidrológico, Estudio - sobre riego y avenamiento No. especial 17, Grupo de Trabajo Unesco/FAO sobre el DHI. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación. Roma, Italia. 1974.
7. EAGLESON, P.S. " Dynamic Hydrology ". chapter Two: The Hydrologic Cycle, page 5 to 11. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1970.
8. HERAS R.; R. " El Balance Hidrológico ". capítulo 6, páginas 829 a 865 del volumen 2: El Ciclo Hidrológico, del Manual de Hidrología. Instituto de Hidrología - del Centro de Estudios Hidrográficos. Publicación No. 88. Madrid, España. Diciembre de 1972.
9. INTERNATIONAL WATER RESOURCES ASSOCIATION. " Water International ". Revista bi-mestral de la IWRA, diversos números de los años 1980 y 1981.
10. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ". capítulo 1: Introducción, páginas 1 a 5. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.-A. Bogotá, Colombia. 1977.
11. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULUS, J.L.H. " Applied Hydrology ". chapter 1: Introduction, page 1 to 4. McGraw-Hill Book Company and Kogakusha Company. Tokyo, Japan. 1949.
12. LLAMAS, M.R. y GALOFRE, A. " Conceptos Básicos y Definiciones ". sección 5, capítulo 5.3: Situación y Movimiento del Agua en la Hidrosfera, páginas 266 a 280. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976.
13. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " Glosario Hidrológico Internacional ". WMO/ OMM/BMO - No. 385. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial. Ginebra, Suiza. Primera edición, 1974.
14. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " EL Clima y El Agua ". publicación No. 463

de la OMM. Ginebra, Suiza. 1977 (24 páginas).

15. SANCHEZ BRIBIESCA, J.L. " Pasado, Presente y Probable Futuro del Ingeniero Hidráulico en México ". Tema 5: Temas Especiales, Ponencia 5, páginas 521 a 525 de la memoria del II Congreso Nacional de Hidráulica, 27 de Noviembre al 1o. de Diciembre de 1972. Culiacán y Mazatlán, Sinaloa, México.
16. SANCHEZ ORDÓÑEZ, J. " Modelos Matemáticos en Hidrología ". capítulo 1: Conceptos Generales, páginas 3 a 13. Publicación Aperiódica Número 33 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogotá, Colombia. Diciembre de 1974.
17. STANESCU, S. " Apuntes de Clase para el Curso de Hidrología Práctica (parte -- i) ". capítulo 1: Introducción y Generalidades, páginas 5 a 22. Publicación Aperiódica Número 24 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogotá, Colombia. Revisado e impreso en junio de 1974.
18. UNESCO. " La Enseñanza de la Hidrología ". Editorial de la Unesco, Contribución Técnica sobre Hidrología No. 13. París, Francia. 1975 (36 páginas).
19. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and HARBAUGH, T.E. " Introduction to Hydrology ". chapter 1: Introduction, page 1 to 13. Harper & Row, Publishers. -- New York, U.S.A. Second edition. 1977
20. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". chapter 1: Introduction, page 1 to 14. McGraw-Hill Book Company (UK) limited. London, England. Second edition. 1975.
21. WILSON, E.M. " Engineering Hydrology ". chapter 1: Introduction, page 1 to 5. The McMillan Press Ltd. London, England. Second edition. 1974.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.

- A. AMBROGGI, R.P. " Underground Reservoirs to Control de Water Cycle ". Scientific American, vol. 236, No. 5, pp.21-27, May 1977 (924 Scientific American OFFPRINT)
- B. BEARD, L.R. " Hydrologic Data Management ". Volume 2 to The Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development. The Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. Davis, California, U.S.A. April 1972.
- C. BISWAS, A.K. " History of Hydrology ". American Elsevier Publishing Company. - New York, U.S.A. 1970.
- D. BISWAS, A.K. " Hydrologic Engineering Prior to 600 B.C. ". Proceedings of the - ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 93, No. HY5, paper 5431, page 115 to 135. September, 1967.
- E. COSTIN, A.B. y DOOGE, J.C.I. " Compensación de la Acción del Hombre en el Ciclo Hidrológico ". Parte II, páginas 19 a 51 del libro La Influencia del Hombre en el Ciclo Hidrológico, Estudio sobre riego y avenamiento No. especial 17, Grupo de Trabajo Unesco/FAO sobre el DHI. FAO. Roma, Italia. 1974.
- F. DUMITRESCU, S. and NEMEC, J. " Hydrology - A look back and a look forward ". Introduction, page 16 to 22 in Three Centuries of Scientific Hydrology 1674-1974. Publication of Unesco-WMO/OMM-IAHS/AISH. UNESCO. Paris, France. 1974.
- G. FINKEL, H. " Obstáculos Humanos que se oponen al Control del Ciclo Hidrológico

- en Beneficio del Hombre ". Parte III, páginas 55 a 72 del libro La Influencia -- del Hombre en el Ciclo Hidrológico, Estudio sobre riego y avenamiento No. especial 17, Grupo de Trabajo Unesco/FAO sobre el DHI. FAO. Roma, Italia. 1974.
- H. KALININ, G.P. " Global Hydrology ". chapter 1: The Hydrologic Cycle, page 7 to - 46. Translated from Russian for Israel Program for Scientific Translations. Jerusalem. 1971.
- I. LEVI L.,E. y ECHAVEZ A.,G. " Estudios de Especialización y Grado en Ingeniería - Hidráulica ". serie Orientación del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología. México, D.F. 1975 (16 páginas).
- J. NACE, R. " General Evolution of the Concept of the Hydrological Cycle ". page 40 to 51 in Three Centuries of Scientific Hydrology 1674-1974. Publication of the - Unesco-WMO-IAHS. UNESCO. Paris, France. 1974.
- K. NACE, R. " World Water Inventory and Control ". chapter II in the Introduction - to Geographical Hydrology edited by R. J. Chorley, page 8 to 19. Methuen & Co. - Ltd. Great Britain. second reprinted 1977.
- L. PEIXOTO, J.P. and KETTANI, M.A. " The Control of the Water Cycle ". Scientific - American, vol. 228, No. 4, pp.46-61, April 1973 (907 Scientific American OFFPRINTS).
- M. SOKOLOV, A.A. and CHAPMAN, T.G. " Methods for Water Balance Computations ". Studies and reports in hydrology No. 17. The Unesco Press. Paris, France. 1974.
- N. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. " Requirements and General Procedures ". volume I to the Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development. The Hydrologic Engineering Center. Davis, California, U.S.A. October 1971.

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 2:

GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA.

	página
OBJETIVO.	2-1
2.1 DEFINICIONES GENERALES.	2-1
2.2 FINALIDAD DE LA GEOMORFOLOGIA.	2-2
2.3 AREA O MAGNITUD DE LA CUENCA.	2-3
2.4 FORMA DE LA CUENCA.	2-3
2.4.1 Coeficiente de Compacidad.	2-5
2.4.2 Relación de Elongación.	2-5
EJEMPLO 2.1	2-5
2.5 CURVA HIPSOMETRICA DE LA CUENCA.	2-5
2.5.1 Utilidad.	2-5
2.5.2 Construcción.	2-6
EJEMPLO 2.2	2-6
2.6 RECTANGULO EQUIVALENTE.	2-6
2.6.1 Concepto.	2-6
2.6.2 Cálculo.	2-7
EJEMPLO 2.3	2-7
2.7 ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA.	2-8
2.7.1 Generalidades.	2-8
2.7.2 Estimación.	2-8
2.8 PENDIENTE DE LA CUENCA.	2-8
2.8.1 Introducción.	2-8
2.8.2 Criterio de J.W. Alvord.	2-9
EJEMPLO 2.4	2-9
2.8.3 Criterio de R.E. Horton.	2-9
EJEMPLO 2.5	2-10
2.8.4 Indice de Pendiente.	2-10
EJEMPLO 2.6	2-11
2.9 CARACTERISTICAS DE LA RED DE DRENAJE.	2-11
2.9.1 Generalidades.	2-11
2.9.2 Tipos de Corrientes.	2-11
2.9.3 Modelos de Drenaje y Endorreismo.	2-11
2.9.4 Orden de Corrientes y Colector Principal.	2-12
2.9.5 Relación de Bifurcación y Leyes de Horton.	2-12
EJEMPLO 2.7	2-14
2.9.6 Densidad de Drenaje.	2-14
EJEMPLO 2.8	2-15
2.9.7 Frecuencia de Corrientes.	2-15
EJEMPLO 2.9	2-16
2.10 GEOLOGIA, SUELOS Y COBERTURA VEGETAL DE LA CUENCA.	2-16
2.10.1 Geología y Suelos.	2-16
2.10.2 Cobertura Vegetal.	2-16
2.11 LONGITUD, PERFIL Y PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL.	2-16
2.11.1 Longitudes del Cauce Principal.	2-16
2.11.2 Perfil del Cauce Principal.	2-17

EJEMPLO 2.10	2-17
2.11.3 Evaluación de la Pendiente del Cauce Principal.	2-17
2.11.3.1 Criterios simplificados.	2-17
2.11.3.2 Pendiente de la recta equivalente.	2-19
2.11.3.3 Fórmula de A.B. Taylor y H.E. Schwarz.	2-19
EJEMPLO 2.11	2-20
2.12 MODELOS DEL CAUCE.	2-20
2.12.1 Generalidades.	2-20
2.12.2 Sección Transversal del Cauce.	2-21
2.12.3 Geometría Hidráulica.	2-22
EJEMPLO 2.12	2-24
2.13 PRINCIPALES RELACIONES GENERALES ENTRE DIVERSOS INDICES MORFOMETRICOS Y EL REGIMEN HIDROLOGICO.	2-24
2.13.1 Relaciones con el Area de Cuenca.	2-24
2.13.2 Relaciones con la Elevación Media de la Cuenca.	2-25
2.13.3 Relaciones con la Pendiente Media de la Cuenca.	2-25
2.13.4 Relaciones a la Longitud y Pendiente del Cauce Principal.	2-26
2.14 RESUMEN DEL CAPITULO.	2-26
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	2-28
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	2-29

CAPITULO 2: GEOMORFOLOGIA DE LA CUENCA.

OBJETIVO

El objetivo de este capítulo es exponer la terminología e índices con los cuales el hidrólogo define y analiza a una cuenca hidrográfica, para describir sus principales características físicas, que condicionan su comportamiento hidrológico; desarrollando los diversos métodos de cálculo y presentación de resultados.

2.1 DEFINICIONES GENERALES.

CUENCA HIDROGRAFICA: es la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida (7,--243)*.

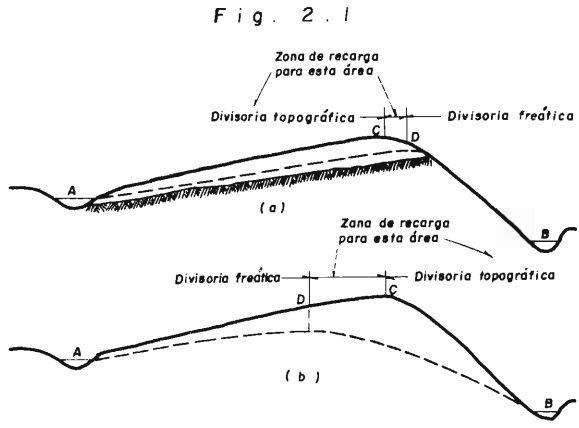
CUENCA HIDROGRAFICA, o simplemente CUENCA, es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios (14,7).

La definición anterior pone de manifiesto el hecho de que la frontera (divisoria topográfica) de una cuenca y sus correspondiente cuenca de aguas subterráneas (divisoria freática) no necesariamente deben coincidir, ya que ésta última es determinada principalmente por las estructuras geológicas, aunque también es influenciada por la topografía. Lo anterior se ilustra en la Fig. 2.1 de la página siguiente (21,40).

Conviene señalar además, que la cuenca topográfica podrá ser menos extensa que la cuenca de aguas subterráneas, si su cauce es alimentado por circulaciones subterráneas procedentes de cuencas vecinas (terrenos Karsticos, regiones llanas que tienen un fuerte espesor de sedimentos permeables que descansan sobre un lecho rocoso de topografía diferente a la de la superficie, etc.) y en sentido inverso, la cuenca topográfica podrá contener cuencas elementales cerradas, en las que los escurrimientos

* El primer número entre paréntesis corresponde a la referencia bibliográfica utilizada y el segundo a su página consultada.

terminan en lagos y sumideros que no están unidos a la red de cauces, aunque las - capas freáticas correspondientes estén a veces en comunicación (10,182). Salvo en los casos citados, por lo general, las divisorias topográfica y freática coinciden sensiblemente (5,72).



DIVISORIA o PARTEAGUAS: línea imaginaria del contorno de una cuenca hidrográfica, que la separa de las adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, en el sistema de cauces que fluye hacia la salida de tal cuenca.

A continuación se citan 4 reglas prácticas para el trazado de la divisoria topográfica (5,72):

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

2.2 FINALIDAD DE LA GEOMORFOLOGIA.

La Morfología comprende el estudio de las formas superficiales y en ese sentido la Geomorfología estudia y pretende cuantificar determinados rasgos propios de la superficie terrestre (6,1). La cuenca hidrográfica funciona como un gran colector que recibe las precipitaciones y las transforma en escurrimientos. Esta transferencia se realiza con pérdidas y es una función bastante compleja de numerosos factores, entre los que predominan el clima y la configuración del terreno, en el cual se desarrollan los fenómenos hidrológicos; los índices y magnitudes físicas de la cuenca que expresan en términos simples los valores medios de ciertas características del terreno, juegan un papel muy importante y son condicionantes de su régimen hidrológico.

En realidad resulta fácil establecer la acción de diferentes factores físicos de la cuenca sobre la transformación de la precipitación en escurrimiento, pues ello se puede establecer en forma intuitiva, la dificultad estriba en expresar estas influencias por parámetros que representen exactamente esa forma de acción (9,8). A la fecha se ha comprobado la influencia que determinados índices tienen en las res

puestas hidrológicas de una cuenca y por ello son punto de partida de los análisis y determinaciones cuantitativas, entre tales parámetros cabe citar el área o tamaño de la cuenca, su forma, pendiente y elevación media, las características de su red de drenaje y las del cauce o colector principal.

Conviene aclarar que además, recíprocamente, el carácter hidrológico de una cuenca tiende a formar sus características físicas. Aceptando tal interrelación, se podría pensar en predecir la respuesta hidrológica de una cuenca, a partir de ciertos parámetros físicos fácilmente determinables (8,347), ésto último constituye una de las aplicaciones más importantes de la Geomorfología.

Por otra parte, aunque se han desarrollado ciertas relaciones útiles, a la fecha - los resultados son más bien cualitativos que cuantitativos, debido a un gran número de factores, los cuales se pueden resumir en los tres siguientes:

- 1o. La determinación precisa de los parámetros físicos de una cuenca está gobernada por la disponibilidad cartográfica, en cuanto a sus escalas y calidad. A este respecto, las cartas topográficas de DETENAL de escalas 1:50 000 y 1:250 000, ofrecen un apoyo de excelente calidad y precisión, las primeras para el análisis de cuencas menores de unos 1,500 Km² y las segundas - para las mayores.
- 2o. Para determinados parámetros, sus definiciones son todavía arbitrarias, -- existiendo la posibilidad de que aún no se hayan logrado las definiciones - más convenientes.
- 3o. Las relaciones, entre las características físicas de la cuenca, que son -- prácticamente estáticas y sus respuestas hidrológicas, que son altamente - aleatorias, son muy complejas.

2.3 AREA O MAGNITUD DE LA CUENCA.

El área de una cuenca (A) es el área plana en proyección horizontal, encerrada por su divisoria (7,245). Usualmente el área es determinada con un planímetro y se reporta en kilómetros cuadrados, excepto para las cuencas pequeñas las cuales se expresan en hectáreas.

Como ejemplo, el área de la cuenca de la Fig. 2.2 tiene un valor de 81.0 Km².

Las investigaciones hidrológicas han puesto de manifiesto que existe una diferencia significativa entre una cuenca pequeña y una grande. En una cuenca pequeña la cantidad y distribución del escurrimiento son influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo y cobertura, sobre las cuales el hombre tiene algún control (1,35). En cambio, para grandes cuencas el efecto del almacenamiento en el cauce llega a ser pronunciado y habrá que darle más atención a la hidrología de la corriente principal.

Estrictamente hablando, es difícil distinguir entre una cuenca pequeña y una grande, basándose únicamente en su tamaño, pues frecuentemente dos cuencas del mismo tamaño pueden comportarse de manera muy diferente desde el punto de vista de su -- respuesta hidrológica. Según V.T. Chow, 'una cuenca pequeña puede ser definida como aquella que es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y en la cual predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Por esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde 4 Km² hasta 130 Km² (1,35).

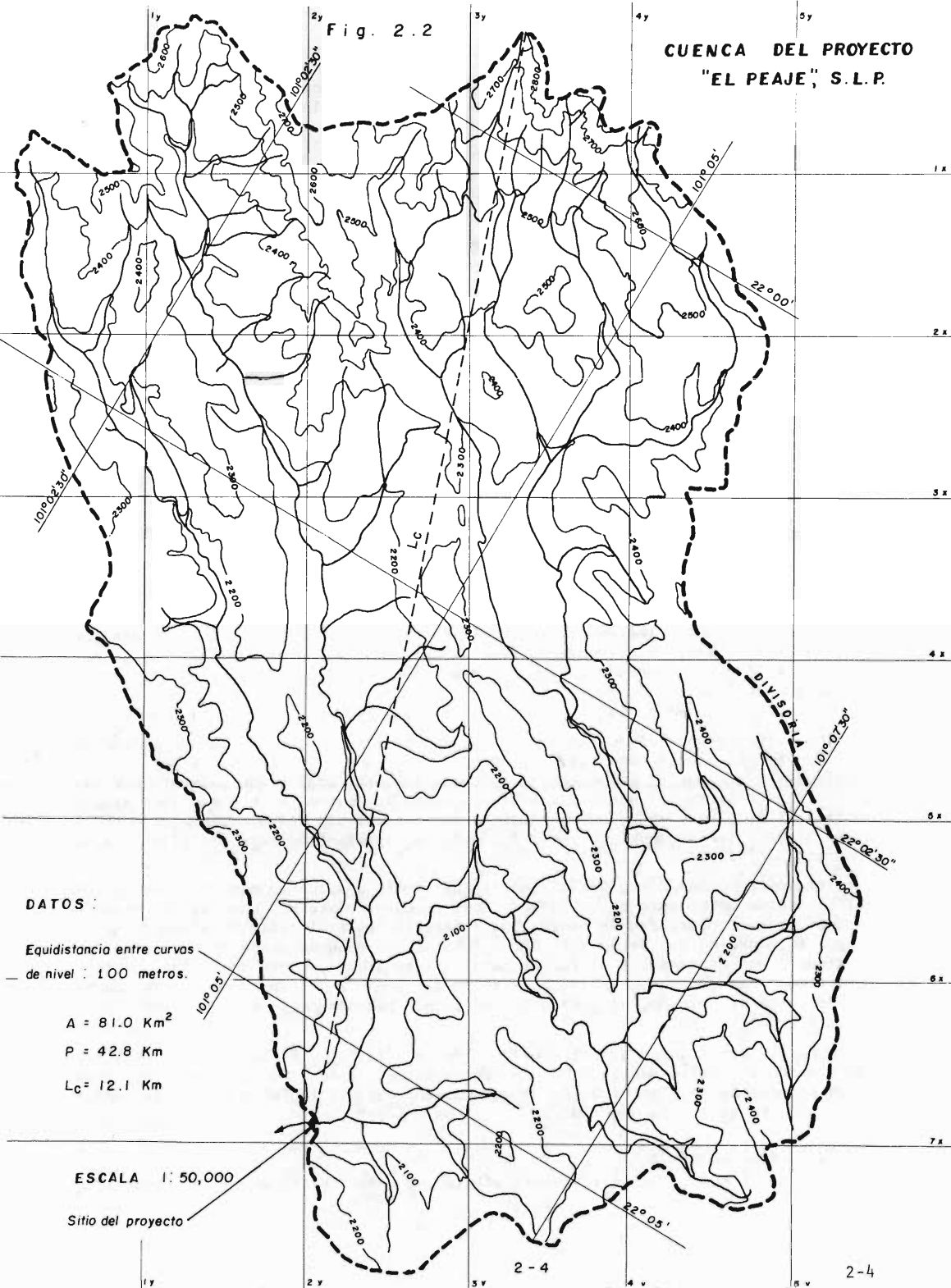
Sin embargo, otros autores, entre ellos I-Pai Wu (22,52) y R. Springall G. (14,9), han elevado el límite superior de una cuenca pequeña a los 250 Km². Con fines prácticos se propone la clasificación de cuencas indicada en la Tabla 2.1 de la página siguiente, en base a su magnitud.

2.4 FORMA DE LA CUENCA.

La forma de la cuenca definitivamente afecta las características de la descarga de

Fig. 2.2

CUENCA DEL PROYECTO
"EL PEAJE", S.L.P.



DATOS :

Equidistancia entre curvas
de nivel : 100 metros.

A = 81.0 Km²

P = 42.8 Km

L_C = 12.1 Km

ESCALA 1 : 50,000

Sitio del proyecto

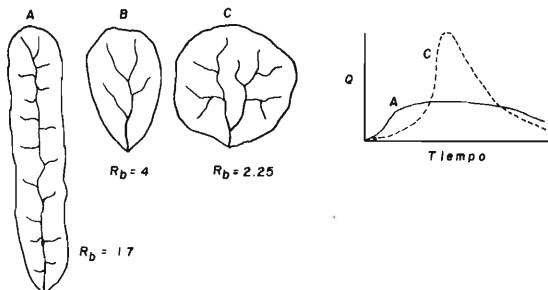
la corriente, principalmente en los eventos de flujo máximo. En general, los escurrimientos de una cuenca de forma casi circular serán diferentes a los de otra, es trecha y alargada, de la misma área, como se ilustra en la Fig. 2.3 (16,4-44) siguiente.

Fig. 2.3

CUENCAS HIPOTÉTICAS DE RELACIONES DE BIFURCACION EXTREMA Y MODERADAS, CON SUS HIDROGRAMAS ESQUEMATICOS DE AVENIDA.

TABLA 2.1
CLASIFICACION PROPUESTA PARA LAS CUENCAS

TAMAÑO DE LA CUENCA (Km ²)	DESCRIPCION
< 25	MUY PEQUEÑA
25 a 250	PEQUEÑA
250 a 500	INTERMEDIA-PEQUEÑA
500 a 2,500	INTERMEDIA-GRANDE
2,500 a 5,000	GRANDE
> 5,000	MUY GRANDE



2.4.1 COEFICIENTE DE COMPACIDAD.

H. Gravelius definió el llamado COEFICIENTE DE COMPACIDAD (Cc), como el cociente adimensional entre el perímetro de la cuenca (P) y la circunferencia (Pc) de un círculo con área igual al tamaño (A) de la cuenca en Km² (21,43), es decir:

$$Cc = P/Pc = 0.282 P/\sqrt{A} \quad (2.1)$$

El coeficiente de compacidad tendrá como límite inferior la unidad, indicando entonces que la cuenca es circular y conforme su valor crece indicará una mayor distorsión en su forma, es decir, se vuelve alargada o asimétrica.

2.4.2 RELACION DE ELONGACION.

S.A. Schumm propuso la denominada RELACION DE ELONGACION (Re), definida como el cociente adimensional entre el diámetro (D) de un círculo que tiene igual área (A) que la cuenca y la longitud (Lc) de la misma (20,314). La longitud Lc se define como la más grande dimensión de la cuenca, a lo largo de una línea recta desde la salida hasta la divisoria, paralela al cauce principal. Entonces:

$$Re = D/Lc = 1.1284\sqrt{A}/Lc \quad (2.2)$$

El cociente anterior varía entre 0.60 y 1.00 para una amplia variedad de climas y geologías. Además, parece estar fuertemente correlacionado con el relieve de la cuenca, de manera que valores cercanos a la unidad son típicos de regiones con relieve bajo, en cambio donde Re varía de 0.60 a 0.80 está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciadas del terreno (16,4-51).

EJEMPLO 2.1:

Calcular el coeficiente de compacidad y la relación de elongación de la cuenca de la Fig. 2.2, teniendo como datos: A = 81.0 Km², P = 42.8 Km y Lc = 12.1 Km.

SOLUCION: substituyendo directamente en las ecuaciones 2.1 y 2.2 se obtiene:

$$Cc = 1.341 \quad ; \quad Re = 0.839$$

2.5 CURVA HIPSOMETRICA DE LA CUENCA.

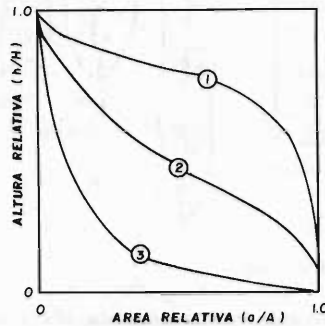
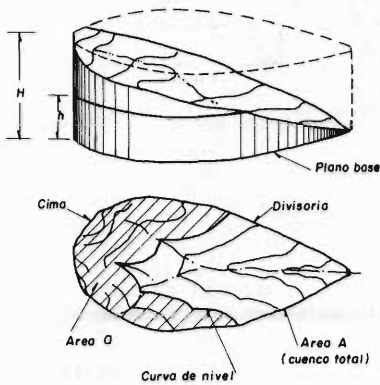
2.5.1 UTILIDAD.

La topografía o relieve de una cuenca puede tener más influencia sobre su respuesta hidrológica que la forma de la misma (8,350). Por otra parte, es frecuente definir el relieve de una cuenca por medio de su llamada CURVA HIPSOMETRICA, la cual

representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes (9,9). De lo anterior se deduce la utilidad de la curva hipsométrica, además, de permitir calcular la elevación media de la cuenca.

Con propósitos de comparación entre cuencas, es conveniente utilizar el porcentaje del área total en lugar de su magnitud y la altura relativa, como se ilustra en la Fig. 2.4 (17,175) siguiente.

Fig. 2.4
ANÁLISIS HIPSONETRICICO



CURVAS HIPSONETRICAS CARACTERISTICAS DEL CICLO EROSIVO Y DEL TIPO DE CUENCA :

- 1.- ETAPA DE DESEQUILIBRIO.
Cuenca geológicamente joven.
cuenca de meseta.
- 2.- ETAPA DE EQUILIBRIO.
Cuenca geológicamente madura.
cuenca de pie de montaña.
- 3.- CUENCA EROSIONADA.
Cuenca de valle.

2.5.2 CONSTRUCCION.

La curva hipsométrica o curva de área-elevación se construye determinando con un planímetro el área entre curvas de nivel y representando en una gráfica el área acumulada por encima o por debajo de una cierta elevación, en función de tal cota (8, 351).

La curva hipsométrica también puede calcularse con suficiente aproximación, utilizando una malla de cuadrados sobre la cuenca, de manera que del orden de 100 intersecciones, queden comprendidas en ella (7,248); entonces, el número de intersecciones que caen dentro de varios rangos de elevaciones, dan una distribución de frecuencias de elevaciones.

Al aplicar este criterio, se acepta que la elevación correspondiente a cada intersección de la malla es representativa de un área igual a un cuadro de ella, por lo cual la frecuencia en porcentaje se podrá relacionar directamente con el área de la cuenca (14,23). Si se calcula la frecuencia acumulada de elevaciones menores o mayores, se podrá indicar el porcentaje del área de cuenca con una elevación mayor o igual que un cierto valor.

EJEMPLO 2.2:

Calcular la curva hipsométrica de la cuenca de la Fig. 2.2 .

SOLUCION: En la Fig. 2.5 de la página siguiente, se tiene la tabulación de cálculo y la curva hipsométrica pedida, la cual indica que se trata de una cuenca geológicamente madura, de pie de montaña, de acuerdo a la Fig. 2.4 anterior.

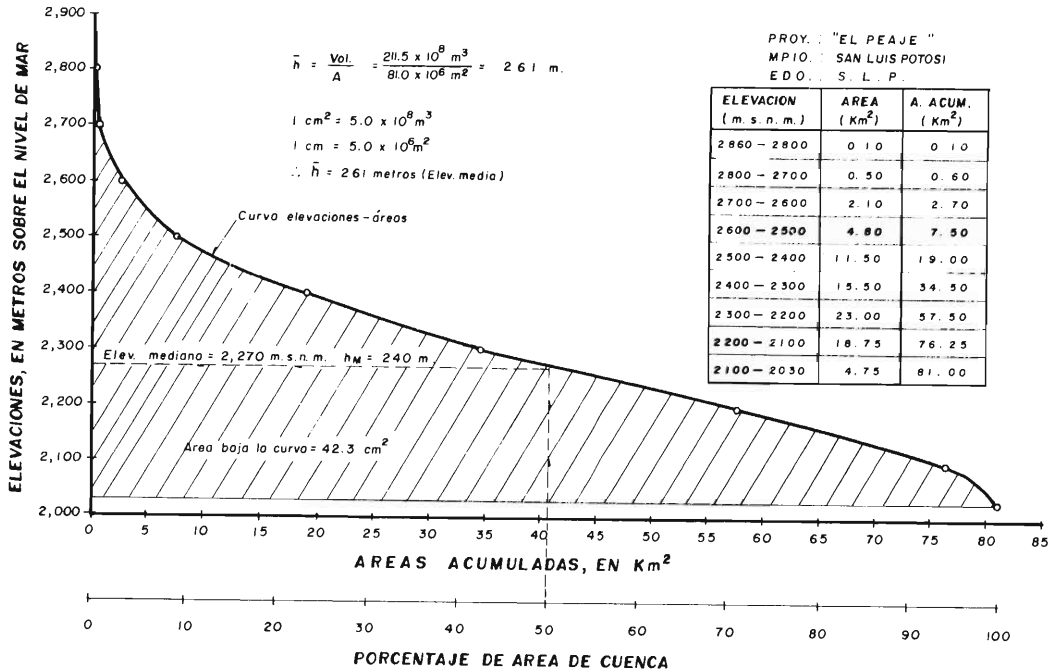
2.6 RECTANGULO EQUIVALENTE.

2.6.1 CONCEPTO.

M. Roche ha introducido el concepto de RECTANGULO EQUIVALENTE para poder comparar fácilmente las cuencas hidrográficas, desde el punto de vista de la influencia de sus características sobre el escurrimiento. Roche supone que el escurrimiento de -

una cuenca dada es aproximadamente el mismo, en condiciones climatológicas idénticas, que sobre un rectángulo de igual área, igual coeficiente de compacidad y misma repartición hipsométrica y suponiendo además que la distribución de suelo, vegetación y densidad de drenaje (inciso 2.9.6) son respetadas en las diferentes áreas comprendidas entre curvas de nivel (11,147).

Fig. 2.5
CURVA HIPSOMETRICA



2.6.2 CALCULO.

El rectángulo equivalente es lógicamente una transformación puramente geométrica - de la cuenca en un rectángulo de igual perímetro, convirtiéndose las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor, siendo éstos la primera y la última curva - de nivel (11,147).

Si L y l, son respectivamente los lados mayor y menor del rectángulo equivalente y P y A, el perímetro y el tamaño de la cuenca, en Km y Km², entonces se tiene por las definiciones precedentes que:

$$L \cdot l = A \quad (2.3)$$

$$2(L + l) = P \quad (2.4)$$

pero de la ecuación 2.1 se obtiene:

$$P = C_c \sqrt{A} / 0.282 \quad (2.1)$$

sustituyendo la expresión de P en la ecuación 2.4 y despejando se obtienen:

$$L = \frac{C_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - (1.128/C_c)^2} \right] \quad (\text{lado mayor}) \quad (2.5)$$

$$l = \frac{C_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - (1.128/C_c)^2} \right] \quad (\text{lado menor}) \quad (2.6)$$

EJEMPLO 2.3:

Transformar la cuenca de la Fig. 2.2 a un rectángulo equivalente, sabiendo que $A = 81.0 \text{ Km}^2$, $C_c = 1.341$ (ejemplo 2.1) y utilizando la distribución hipsométrica dada en la Fig. 2.5 .

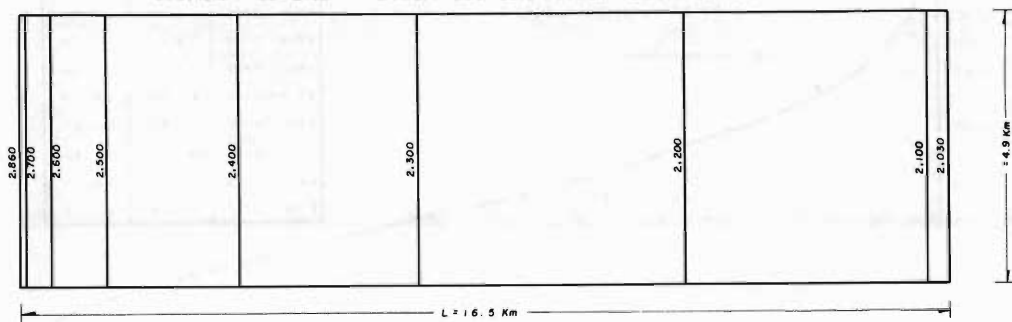
SOLUCION: sustituyendo C_c y A en las ecuaciones 2.5 y 2.6 se obtienen:

$$L = 16.5 \text{ Km.} \quad \text{y} \quad l = 4.9 \text{ Km.}$$

Las distancias en Km sobre el lado mayor del rectángulo equivalente a las cuales se localizan las curvas (rectas) de nivel se obtienen dividiendo el área de cuenca acumulada sobre cada una de ellas, entre el lado menor (l). En la Fig. 2.6 siguen te se ha dibujado el rectángulo equivalente calculado. En la práctica, los lados del rectángulo equivalente se calculan resolviendo las ecuaciones 2.3 y 2.4 .

Fig. 2.6
RECTANGULO EQUIVALENTE

PROYECTO : "EL PEAJE" MPIO. : SAN LUIS POTOSI EDO. : S. L. P.



Las elevaciones de las curvas de nivel están en m. s. n. m.

ESC. 1:100,000

2.7 ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA.

2.7.1 GENERALIDADES.

La altura media de la cuenca tiene influencia fundamental en el régimen hidrológico, puesto que la tiene sobre las precipitaciones que alimentan el ciclo hidrológico de la cuenca; generalmente se encuentra una buena correlación entre este parámetro y otros índices de las cuencas de una región o área específica (6,7).

2.7.2 ESTIMACION.

Quizás el criterio más simple para estimar la elevación media de la cuenca, consiste en utilizar una malla de cuadrados, de manera que del orden de 100 intersecciones queden comprendidas dentro de la cuenca, la elevación media se calcula como el promedio aritmético de las elevaciones de todas las intersecciones que estén dentro de la cuenca.

A partir de la curva hipsométrica, se puede determinar fácilmente la denominada ELEVACION MEDIANA de la cuenca (7,248), la cual equivale a la cota correspondiente al 50% del área de cuenca. Ver Fig. 2.5 de la página anterior.

Otra estimación de la elevación media de la cuenca, también basada en la curva hipsométrica, consiste en cuantificar el 'volumen' bajo ésta y dividirlo entre la magnitud de cuenca. Ver Fig. 2.5 de la página anterior.

2.8 PENDIENTE DE LA CUENCA.

2.8.1 INTRODUCCION.

La pendiente de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que contro

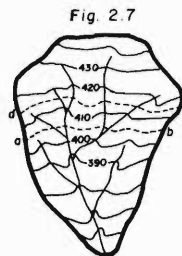
lan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas (21,45).

Para la estimación de la pendiente de la cuenca, se presentan tres criterios que son ampliamente utilizados, sugiriéndose consultar la referencia recomendada B para obtener una descripción de un nuevo método cuyo margen de error es menor.

2.8.2 CRITERIO DE J.W. ALVORD.

Con relación a la Fig. 2.7 siguiente, se tiene la siguiente simbología (21,46):

- a_1 = área de la faja abcd, en Km^2 .
- w_1 = ancho promedio de la faja abcd, en Km.
- l_1 = longitud de la curva de nivel 410, en Km.
- s_1 = pendiente promedio de la faja abcd, adimensional.
- Sc = pendiente promedio de la cuenca, adimensional.
- D = intervalo o desnivel constante entre curvas de nivel, en Km.
- A = área o tamaño de la cuenca, en Km^2 .
- L = longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en Km.



Entonces, se cumple que:

$$s_1 = D/w_1 = D(l_1)/a_1$$

y la pendiente de la cuenca Sc , será el promedio pesado (ponderado) de las pendientes de cada faja, en relación a su área, esto es:

$$Sc = D/(l_1)/a_1 [(a_1/A)] + D(l_2)/a_2 [(a_2/A)] + \dots + D(l_n)/a_n [(a_n/A)]$$

de donde se obtiene, al simplificar y factorizar:

$$Sc = D/A (l_1 + l_2 + \dots + l_n) = D \cdot L/A$$

$$Sc = \frac{D \cdot L}{A} \quad (2.7)$$

O sea que la pendiente de la cuenca es igual a la longitud total de curvas de nivel dentro de ella, multiplicada por el desnivel constante entre éstas y dividida entre el tamaño de la cuenca.

Con el objeto de obtener resultados confiables y a la vez evitar el desarrollo tedioso del criterio, se recomienda utilizar intervalos entre curvas de nivel de 30 a 150 metros en cuencas grandes o de fuerte pendiente y del orden de 5 a 15 metros en el caso de cuencas pequeñas o de topografía plana (21,47).

EJEMPLO 2.4:

Calcular la pendiente de la cuenca de la Fig. 2.2, por medio del criterio de Alvord.

SOLUCION: De la Fig. 2.2 se ha determinado: $L = 217.5$ Km.
para $D = 0.10$ Km y como $A = 81.0$ Km^2 , aplicando la ecuación 2.7 se llega al valor de Sc siguiente:

$$Sc = \frac{D \cdot L}{A} = \frac{0.10(217.5)}{81.0} = 0.269 \quad (2.7)$$

$$Sc = 26.9\%$$

2.8.3 CRITERIO DE R.E. HORTON.

El primer paso de este criterio es el establecimiento de una malla de cuadrados sobre el plano de la cuenca, la cual conviene orientar en el sentido del cauce principal (14,12). Si la cuenca es de 250 Km^2 o menor, se requiere por lo menos cuatro cuadrados por lado, aumentando su número según crezca el tamaño de la cuenca (7,248). En seguida se mide la longitud de cada línea de la malla dentro de la

cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección se evalúa con las ecuaciones siguientes:

$$S_x = n_x(D)/L_x \quad (2.8)$$

$$S_y = n_y(D)/L_y \quad (2.9)$$

en las cuales:

S_x, S_y = pendiente adimensional de la cuenca en cada una de las direcciones de la malla de cuadrados.

n_x, n_y = número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x e y, con las curvas de nivel, respectivamente.

L_x, L_y = longitud total de las líneas de la malla en la dirección x e y, dentro de la cuenca, en Km.

D = desnivel constante entre las curvas de nivel de la cuenca, en Km. Debiéndose respetar las recomendaciones citadas a este respecto en el criterio de Alvord, anteriormente descrito.

Con fines prácticos, la pendiente de la cuenca S_c , puede ser estimada como el promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y .

EJEMPLO 2.5:

Calcular la pendiente de la cuenca de la Fig. 2.2 utilizando el criterio de Horton, con la malla indicada en dicha figura.

SOLUCION: En la Tabla 2.2 siguiente, se ilustra el cálculo respectivo, pudiéndose concluir que la pendiente de la cuenca, estimada con el criterio de Horton es del orden del 18.2%.

TABLA 2.2
CALCULO DE LA PENDIENTE DE LA CUENCA
POR EL METODO DE HORTON

Nº LINEA DE MALLA	Nº INTERSECCIONES		LONGITUDES, EN Km.	
	N_x	N_y	L_x	L_y
1	9	20	7.35	7.10
2	18	18	10.70	7.90
3	17	12	12.53	6.60
4	19	8	11.55	6.65
5	9	18	4.40	6.80
6	0	9	0	6.30
7	0	14	0	5.17
Σ PARCIAL	72	99	46.53	46.52

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} = \frac{72(0.1)}{46.53} = 0.1547$$

$$S_y = \frac{N_y D}{L_y} = \frac{99(0.1)}{46.52} = 0.2128$$

} PROMEDIO
 $S_c = 0.1838$ Aritmético.
 $S_c = 0.1814$ Geométrico.

2.8.4 INDICE DE PENDIENTE DE M. ROCHE.

M. Roche también ha propuesto el INDICE DE PENDIENTE (I_p), que es el valor medio de las pendientes, se deduce del rectángulo equivalente y tiene la expresión siguiente (11,151):

$$I_p = 1/L \sum_{i=1}^n \beta_i (a_i - a_{i-1}) \quad (2.9)$$

en la cual:

I_p = índice de pendiente, adimensional.

L = longitud del lado mayor del rectángulo equivalente, en metros o kilómetros.

n = número de curvas de nivel existentes en el rectángulo equivalente, incluidas las extremas (lados menores).

β_i = fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas a_i y a_{i-1} .

a_i = cotas de las n curvas de nivel consideradas, a_0 en la elevación de la salida de la cuenca y a_n será la cota de su punto más alto, en metros o kilómetros.

EJEMPLO 2.6:

Determinar el Índice de pendiente de la cuenca de la Fig. 2.2, utilizando la distribución hipsométrica citada en la tabulación de la Fig. 2.5 anterior y teniendo como datos adicionales: $L = 16.5$ Km (ejemplo 2.3) y $A = 81.0$ Km².

SOLUCION: De acuerdo a los datos al sustituir en la ecuación 2.9 se tiene (utilizando kilómetros):

$$I_p = 1/\sqrt{16.5} \left[\sqrt{0.60/81(2.86-2.70)} + \sqrt{2.10/81(2.70-2.60)} + \sqrt{4.80/81(2.60-2.50)} + \sqrt{11.50/81(2.50-2.40)} + \sqrt{15.50/81(2.40-2.30)} + \sqrt{23.00/81(2.30-2.20)} + \sqrt{18.75/81(2.20-2.10)} + \sqrt{4.75/81(2.10-2.03)} \right] = \frac{0.80454}{4.062} = 0.198$$

∴ $I_p = 19.8\%$

2.9 CARACTERISTICAS DE LA RED DE DRENAJE.

2.9.1 GENERALIDADES.

Se llama RED DE DRENAJE de una cuenca, al sistema de cauces por el que fluyen los escurrimientos superficiales, subsuperficiales y subterráneos, de manera temporal o permanente. Su importancia se manifiesta por sus efectos en la formación y rapidez de drenado de los escurrimientos normales o extraordinarios, además de proporcionar indicios sobre las condiciones físicas del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las principales características de la red de drenaje son: tipos de corrientes, modelos de drenaje, orden de corrientes, relación de bifurcación, densidad de drenaje y frecuencia de corrientes.

2.9.2 TIPOS DE CORRIENTES.

Las corrientes comúnmente se clasifican en tres tipos: perennes, intermitentes y efímeras, en base a la constancia de su escurrimiento o flujo, el cual está relacionado con las características físicas y climáticas de la cuenca. Las corrientes PERENNES conducen agua todo el tiempo, excepto durante las sequías extremas. Una corriente INTERMITENTE lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en épocas de lluvias, y por último, la corriente EFIMERA sólo conduce agua durante las lluvias o inmediatamente después de éstas (7,245).

2.9.3 MODELOS DE DRENAJE Y ENDORREISMO.

La combinación de los efectos del clima y la geología de la cuenca topográfica, originan un modelo erosional el cual es caracterizado por la red de cauces (3,371). El patrón o modelo que forman los cauces, es determinado localmente por las desigualdades en la pendiente del terreno y en la resistencia de las rocas.

En la referencia recomendada D, se presenta una descripción detallada de diversos modelos de drenaje indicando su utilidad para describir e interpretar su evolución geológica.

Algunos de los modelos de drenaje más frecuentemente observados se ilustran en la Fig. 2.8 de la página siguiente (3,372).

Una cuenca hidrográfica en la que los escurrimientos no fluyen a un cauce principal, sino que se concentran en su parte baja, se denomina: CUENCA ENDORREICA y son características de las zonas áridas y semiáridas (9,14). En general se distinguen dos tipos de endorreismo:

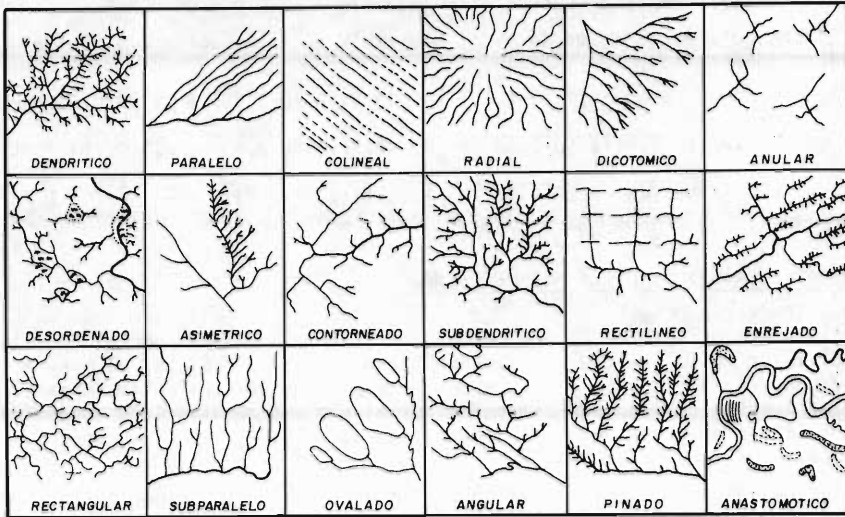
- a) ENDORREISMO CON ESCURRIMIENTOS, cuando las aguas concentradas en las depresiones de la cuenca, pueden fluir hacia otras cuencas vecinas por escurri-

miento subterráneo.

- b) **ENDORREISMO TOTAL**, cuando el escurrimiento subterráneo hacia otras cuencas es prácticamente nulo y el agua concentrada en forma de lago en la parte baja de la cuenca, se pierde por evapotranspiración.

Fig. 2.8

MODELOS DE DRENAJE MAS COMUNES



2.9.4 ORDEN DE CORRIENTES Y COLECTOR PRINCIPAL.

El orden de corrientes es una clasificación que refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca (7,245). R.E. Horton clasificó el orden de corrientes asignando el orden 1 a las más pequeñas, es decir, aquéllas que no están ramificadas; el orden 2 a las corrientes que sólo tienen ramificaciones o tributarios de primer orden; de orden 3 aquéllas con dos o más tributarios de orden 2 o menor, etc. Ver Fig. 2.9 de la página siguiente.

Entonces el orden de la corriente principal será un indicador de la magnitud de la ramificación y de la extensión de la red de drenaje dentro de la cuenca (7,247).

A este respecto, la determinación del llamado CAUCE o COLECTOR PRINCIPAL, se lleva a cabo del punto de salida de la cuenca hacia aguas arriba, siguiendo a la corriente de más alto orden, hasta alcanzar una bifurcación de dos corrientes de igual orden, entonces, la rama o cauce que tenga una mayor área de cuenca es seleccionado; a partir de tal punto el proceso se repite hasta terminar en un tributario de orden 1 (3,378).

Para valuar el orden de corrientes se requiere lógicamente, un plano de la cuenca que incluya tanto las corrientes perennes como las intermitentes (14,25). En la Fig. 2.9 de la página siguiente se ha indicado el orden de corrientes de la cuenca de la Fig. 2.2 y se ha indicado su colector principal.

2.9.5 RELACION DE BIFURCACION y LEYES DE HORTON.

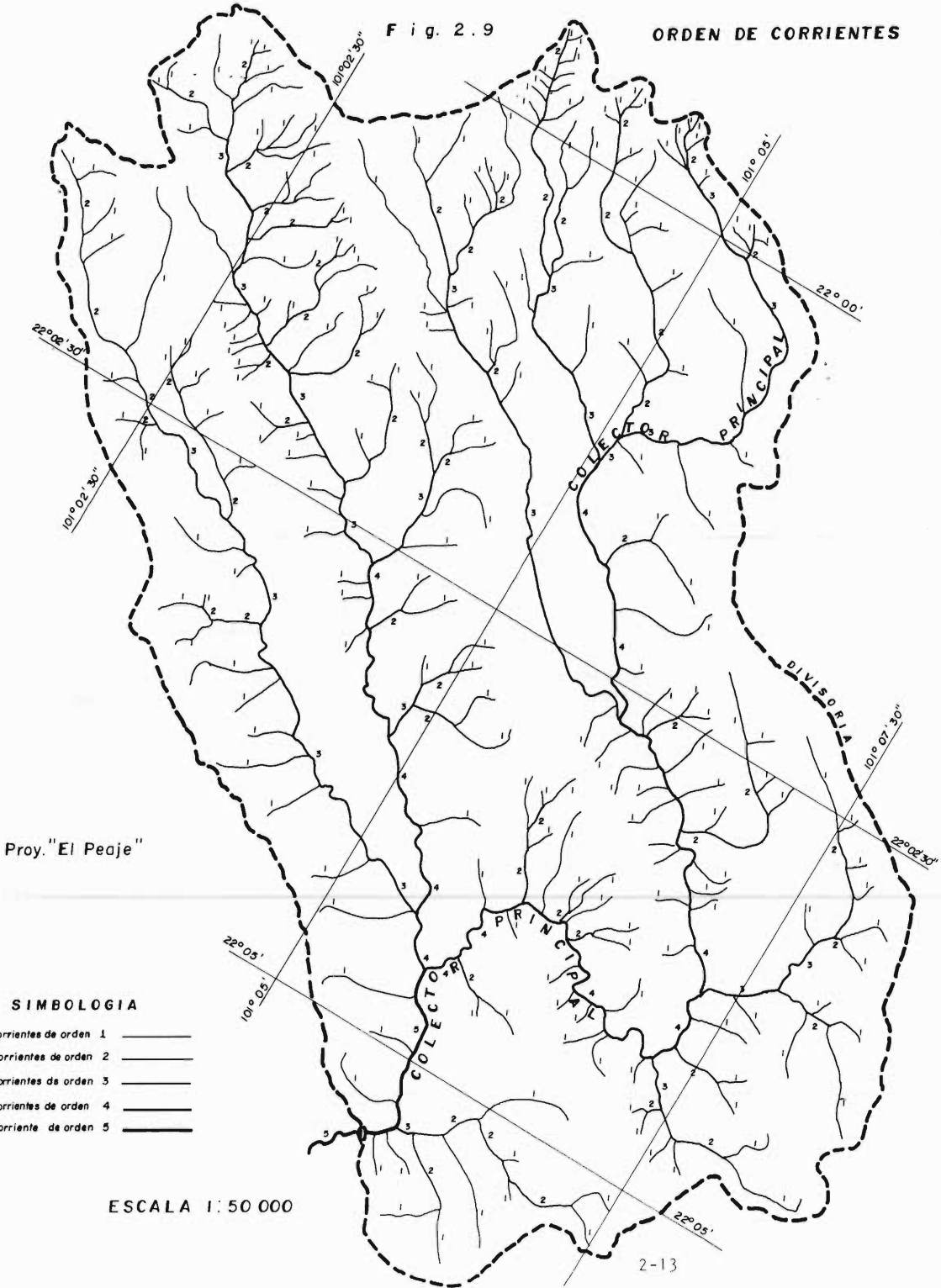
R.E. Horton también introdujo el concepto de RELACION DE BIFURCACION (R_b) para definir el cociente entre el número de cauces de cualquier orden y el número de corrientes del siguiente orden superior (16,4-44), es decir:

$$R_b = N_u / N_{u+1} \tag{2.10}$$

Las relaciones de bifurcación varían entre 3.0 y 5.0 para cuencas en las cuales --

Fig. 2.9

ORDEN DE CORRIENTES



las estructuras geológicas no distorsionan el modelo de drenaje (16,4-45). El valor mínimo teóricamente posible de 2.0 difícilmente se alcanza en condiciones naturales y en general el valor promedio es del orden de 3.50. D.R. Coates encontró que la relación de bifurcación de corrientes de primero a segundo orden varía de 4.0 a 5.1 y de las de segundo a tercer orden flutúa de 2.8 a 4.9 (17,171). A.N. - Strahler ha propuesto un criterio numérico para la obtención del valor de la relación de bifurcación, el cual se ilustra en el siguiente ejemplo.

EJEMPLO 2.7:

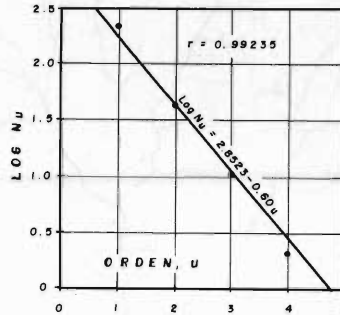
Obtener el valor de la relación de bifurcación de la cuenca de la Fig. 2.9, por medio del criterio numérico de Strahler.

SOLUCION: En la Fig. 2.10 siguiente se ilustra el cálculo correspondiente, tal figura es por sí misma explícita.

Fig. 2.10
RELACION DE BIFURACION (Rb) EN LA CUENCA DE "EL PEAJE", S.L.P.

ORDEN u	NUMERO Nu	LOG Nu
1	218	2.33846
2	42	1.62325
3	10	1.00000
4	2	0.30103
5	1	0.00000

Log Nu = a + bu
b = -0.60
a = 2.8923
Rb = log⁻¹ b = 3.981



Tomando en cuenta que la relación de bifurcación es una propiedad adimensional y que los sistemas de drenaje en materiales homogéneos tienden a mostrar similitud geométrica, no es sorprendente que tal parámetro muestre sólo pequeñas variaciones de una región a otra (16,4-45). Las observaciones anteriores condujeron a Horton a postular la llamada LEY DEL NUMERO DE CAUCES (16,4-44):

$$Nu = (Rb)^{k-u} \tag{2.11}$$

en donde, Nu es el número de corrientes de orden u, Rb es la relación de bifurcación y k es el número de orden del cauce principal. En forma similar, Horton sugirió la LEY DE LAS LONGITUDES DE LOS CAUCES:

$$\bar{L}_u = \bar{L}_1 (R_l)^{u-1} \tag{2.12}$$

siendo, \bar{L}_u la longitud promedio de los cauces de orden u y R_l es la relación de longitudes (16,4-46), o sea:

$$R_l = \bar{L}_u / \bar{L}_{u-1} \tag{2.13}$$

Finalmente las LEYES DE PENDIENTES (4,1216) y AREAS DE LOS CAUCES (16,4-48) serán:

$$\bar{S}_u = \bar{S}_1 / (R_s)^{u-1} \tag{2.14}$$

$$\bar{A}_u = \bar{A}_1 / (R_a)^{u-1} \tag{2.15}$$

En realidad las leyes de Horton indican una progresión geométrica de número, longitud, pendiente y área de los cauces de una cuenca y por lo tanto, gráficamente las leyes corresponden a relaciones lineales entre el número de orden y los logaritmos del número de cauce, longitud, pendiente o área de ellos, como se observa en la Fig. 2.10 de la página anterior.

2.9.6 DENSIDAD DE DRENAJE.

La densidad de drenaje (Dd) se define como la longitud total (ΣL) de los cauces dentro de la cuenca, dividida entre el área total de drenaje (A). Es un concepto también debido a R.E. Horton, dimensionalmente se reduce a una L^{-1} , y matemáticamente es igual a (16,4-52):

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n Lu}{Au} = \frac{\Sigma L}{A} \quad (2.16)$$

Por lo común, se encuentran bajas densidades de drenaje en regiones de rocas resistentes o de suelos muy permeables con vegetación densa y donde el relieve es débil. En cambio, se obtienen altas densidades de drenaje en áreas de rocas débiles o de suelos impermeables, vegetación escasa y relieve montañoso (16,4-52). Como ejemplo de lo anterior se tiene la Fig. 2.11 siguiente (16,4-53).

Fig. 2.11



En la referencia recomendada A, se presentan los resultados de una investigación sobre las relaciones entre la densidad de drenaje y ciertas características hidrológicas de las cuencas, sugiriéndose su consulta.

EJEMPLO 2.8:

Calcular la densidad de drenaje de la cuenca de la Fig. 2.9 .

SOLUCION: Para tal cuenca se sabe que $A = 81.0 \text{ Km}^2$ y de la Fig. 2.9 se determinó $\Sigma L = 187.6 \text{ Km}$, por lo cual, de acuerdo a la ecuación 2.16 se tiene:

$$Dd = 187.6/81.0 = 2.316 \text{ Km/Km}^2$$

2.9.7 FRECUENCIA DE CORRIENTES.

R.E. Horton introdujo el concepto de FRECUENCIA DE CORRIENTES (F) definida como - el número de segmentos de corrientes por unidad de área, o sea (16,4-55):

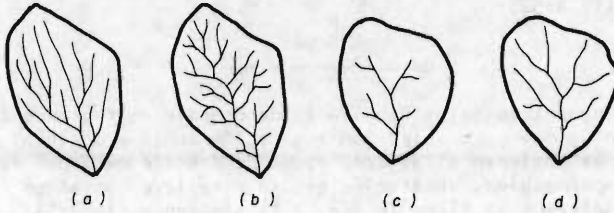
$$F = \frac{\sum_{k=1}^k Nu}{Ak} \quad (2.17)$$

La frecuencia de corrientes tiene por unidades L^{-2} . M.A. Melton analizó en detalle la relación entre la densidad de drenaje (Dd) y la frecuencia de corrientes (F) y encontró que ambas son medidas de la magnitud de la red de drenaje, pero cada una trata aspectos diferentes (como se muestra en la Fig. 2.12 de la página siguiente); adicionalmente, para 156 cuencas obtuvo la relación (16,4-56):

$$F = 0.694(Dd)^2 \quad (2.18)$$

La ecuación anterior es dimensionalmente correcta y $F/(Dd)^2$ es un número adimensional que tiende a un valor constante del orden de 0.70 .

Fig. 2.12
**CONTRASTE ENTRE FRECUENCIA DE CORRIENTES (F)
 Y DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)**



CUENCAS HIPOTETICAS a y b : IGUAL Dd PERO DIFERENTE F .
 CUENCAS HIPOTETICAS c y d : IGUAL F PERO DIFERENTE Dd .

EJEMPLO 2.9:

Calcular la frecuencia de corrientes de la cuenca de la Fig. 2.9 .

SOLUCION: De la Fig. 2.9 se determina: $\Sigma Nu = 218 + 42 + 10 + 2 + 1 = 273$ cauces.
 por lo tanto:

$$F = 273/81 = 3.3704 \text{ (1/Km}^2\text{)}$$

y como $Dd = 2.316 \text{ Km/Km}^2$ (ejemplo 2.8), se tiene que: $F/Dd = \frac{3.3704}{(2.316)^2} = 0.63$

2.10 GEOLOGIA, SUELOS Y COBERTURA VEGETAL DE LA CUENCA.

2.10.1 GEOLOGIA Y SUELOS.

El estudio de la geología (rocas) y suelos de la cuenca debe de estar encaminado a clasificar en términos generales su mayor o menor permeabilidad y en ciertos casos (regiones áridas, zonas kársticas o volcánicas, etc.) debe ser mucho más detallado, indicando la localización de las aguas subterráneas, sus áreas de recarga y resurgencia o descarga (10,189).

El suelo influye especialmente sobre el régimen hidrológico de la corriente y su transporte de material sólido, ya que sus características físicas determinan la naturaleza y desarrollo de la vegetación y por lo tanto, la evapotranspiración y la erosión y arrastre de sólidos son función del tipo de suelos de la cuenca. Concretamente en relación a los suelos será conveniente estimar su capacidad de infiltración, su capacidad de retención (texturas) y la magnitud de las pérdidas iniciales de una tormenta (consultar capítulo 6).

2.10.2 COBERTURA VEGETAL.

En particular, los bosques y los cultivos añaden su influencia a la naturaleza geológica de la cuenca, para condicionar la retención, la evaporación y el escurrimiento, ya que la vegetación controla la acción y el movimiento del agua: intercepción, infiltración, almacenamiento, evapotranspiración y erosión (9,20).

En general, será conveniente obtener los porcentajes de área de cuenca cubierta por cada tipo de suelo y vegetación, para su uso posterior.

2.11 LONGITUD, PERFIL Y PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL.

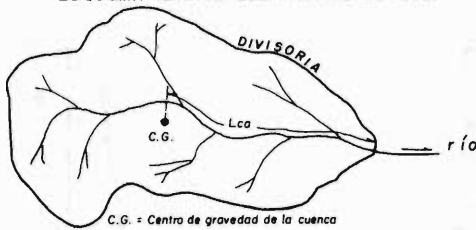
2.11.1 LONGITUDES DEL CAUCE PRINCIPAL.

La longitud o desarrollo longitudinal (L) del cauce o colector principal es también una magnitud característica útil y de efecto importante en la respuesta hidrológica, ya que en un río corto los efectos de la precipitación en la cuenca se hacen sentir más rápidamente que en un río largo (6,10).

La longitud total del cauce principal (L) y el parámetro (Lca) que toma en cuenta la forma de la cuenca (19,135), se han correlacionado entre si y con el área de cuenca (A), disponiéndose de las relaciones que se citan en las ecuaciones 2.19 a 2.22 (4,1217). El parámetro Lca se define como la longitud a lo largo del colec-

tor principal hasta un punto que es el más cercano al centro de gravedad de la --
cuenca, como se ilustra en la Fig. 2.13 siguiente.

Fig. 2.13
ESQUEMATIZACION DEL PARAMETRO Lca.



En todas las ecuaciones siguientes, L y Lca están expresadas en Km y el área A, en Km :

$$L = 1.312 A^{0.568} \quad (2.19)$$

$$Lca = 0.706 A^{0.55} \quad (2.20)$$

$$Lca = 0.550 L^{0.96} \quad (2.21)$$

con fines prácticos se puede aceptar:

$$L = 0.500 L \quad (2.22)$$

2.11.2 PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL.

El perfil de un río se obtiene llevando a una gráfica los valores de sus recorridos horizontales (abscisas) contra sus cambios de elevaciones respectivas (ordenadas).

EJEMPLO 2.10:

Calcular y dibujar el perfil del colector principal de la cuenca de la Fig. 2.2 .

SOLUCION: Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, se determinaron los puntos para definir el perfil del cauce principal (previamente definido), que se muestra en la Fig. 2.14 (página siguiente).

2.11.3 EVALUACION DE LA PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL.

La pendiente del colector principal se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular con la velocidad de propagación de las on--
das de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos (6,10). Con fi
nes prácticos la pendiente del colector principal se puede estimar con alguno de
los tres criterios siguientes.

2.11.3.1 CRITERIOS SIMPLIFICADOS. El primer criterio consiste en dividir el desnivel del río entre su longitud, esto es:

$$S_1 = H/L \quad (2.23)$$

De acuerdo al valor anterior de la pendiente, se puede clasificar el relieve o topografía del terreno, según los valores propuestos por R. Heras R. (5,75) citados en la Tabla 2.3 siguiente.

TABLA 2.3

PENDIENTE (S ₁), EN PORCENTAJE.	TIPO DE TERRENO :
2	Llano.
5	Suave.
10	Accidentada medio.
15	Accidentada.
25	Fuertemente accidentada.
50	Escarpado.
> 50	Muy escarpado

El segundo criterio consiste en dividir el desnivel del cauce entre sus puntos a 10 y 85% de su longitud total a partir de la salida o punto de interés, entre el recorrido del río dentro de tales puntos (12,131). Entonces, el 15% del tramo de río con fuerte pendiente y el 10% de su parte plana, son excluidos. De acuerdo a la Fig. 2.15 de la página siguiente, la fórmula de este criterio será:

Fig. 2.14

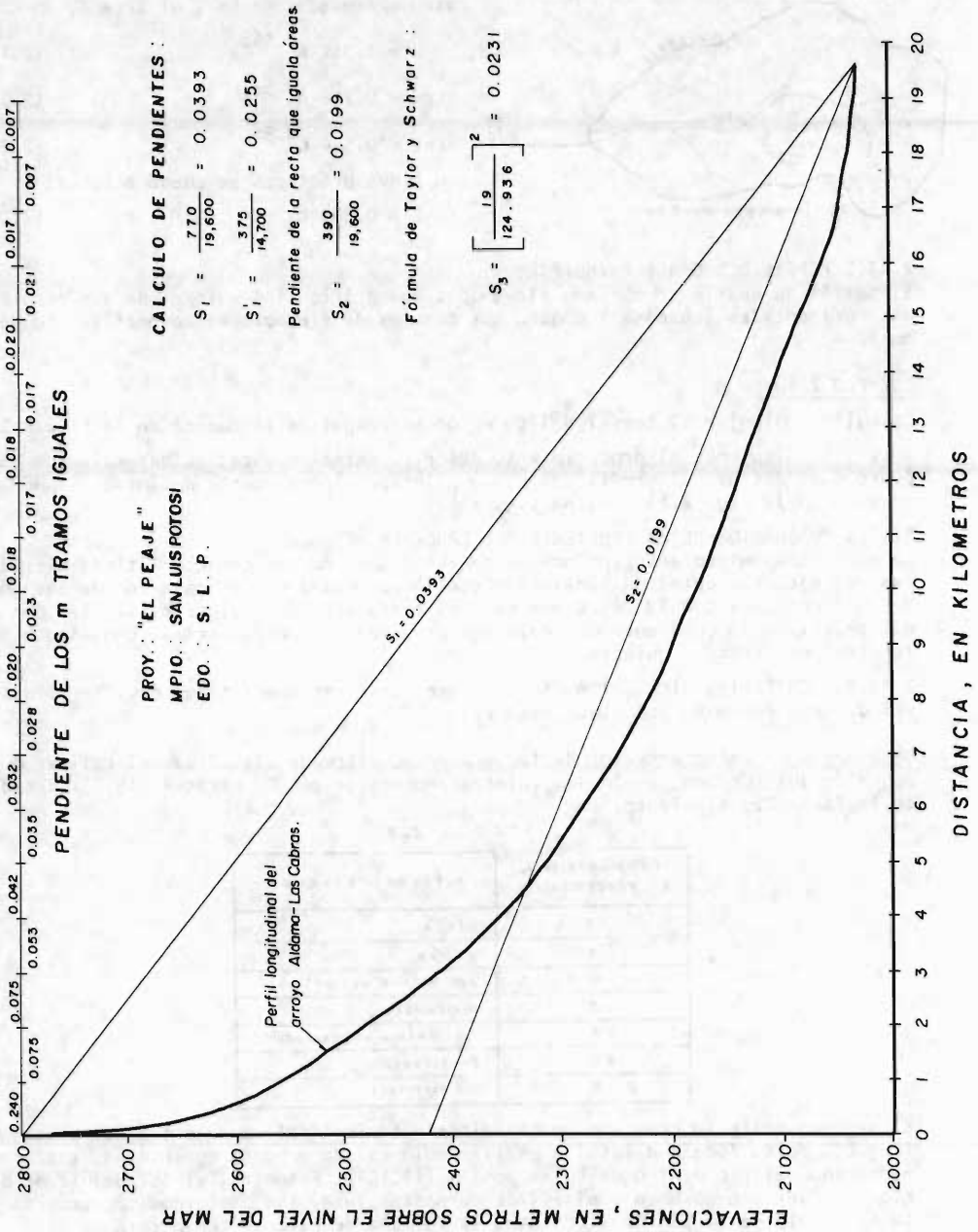


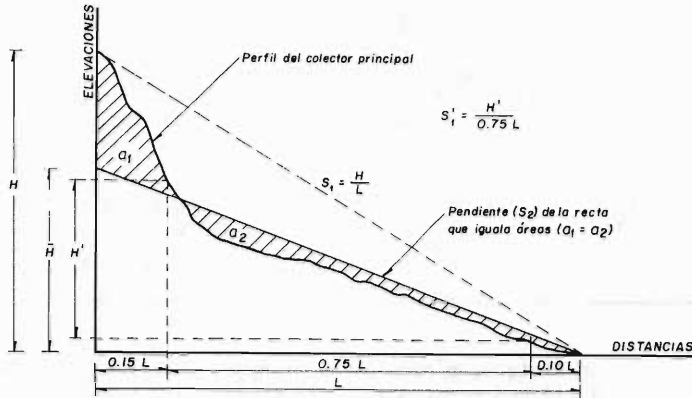
Fig. 2.14

$$S_1' = H'/0.75 L \quad (2.24)$$

2.11.3.2 PENDIENTE DE LA RECTA EQUIVALENTE. En este criterio, la pendiente promedio del cauce principal se obtiene por la pendiente de una línea recta que se apoya en el inicio o salida de la cuenca y tiene igual área arriba y abajo, respecto al perfil del colector principal, es decir, el área triangular total bajo la recta es igual al área bajo el perfil del cauce, como se esquematiza en la Fig. 2.15 siguiente. Entonces la fórmula de este criterio será:

$$S_2 = \bar{H}/L \quad (2.25)$$

Fig. 2.15
CRITERIOS DE ESTIMACION DE LA PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL



2.11.3.3 FORMULA DE A.B. TAYLOR Y H.E. SCHWARZ. Estos autores desarrollaron una fórmula que permite obtener la pendiente promedio del cauce principal, como la pendiente de un canal uniforme que tiene igual longitud y tiempo de viaje, que el colector principal de la cuenca (18,235). A continuación se deduce la ecuación de los autores:

se divide el cauce principal en 'm' tramos de igual longitud l_i , entonces, el tiempo de recorrido t_i por el tramo i será:

$$t_i = l_i/v_i$$

siendo, v_i la velocidad media del flujo a través del tramo i , la cual de acuerdo a la fórmula de Chézy es igual a:

$$v_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = k_i \sqrt{S_i}$$

donde K_i es una constante y S_i es la pendiente media del tramo i , entonces se tendrá:

$$t_i = l_i/k_i \sqrt{S_i}$$

Por otra parte, el tiempo total de recorrido es la suma de los tiempos parciales t_i , es decir:

$$T = t_1 + t_2 + \dots + t_m$$

o sea:

$$T = l_1/k_1 \sqrt{S_1} + l_2/k_2 \sqrt{S_2} + \dots + l_m/k_m \sqrt{S_m}$$

pero como: $l_1 = l_2 = l_m$ y $l = L/m$

entonces:

$$T = L/m \left[1/k_1 \sqrt{S_1} + 1/k_2 \sqrt{S_2} + \dots + 1/k_m \sqrt{S_m} \right]$$

para el canal uniforme, que tiene elementos hidráulicos equivalentes a los valores promedio del cauce, se tendrá:

$$T = L/V = L/K \sqrt{S}$$

igualando las dos últimas ecuaciones se obtiene:

$$L/K S = L/m \left[1/k_1 S_1 + 1/k_2 S_2 + \dots + 1/k_m S_m \right]$$

reduciendo términos y despejando la pendiente buscada S , se define por la ecuación:

$$S = \left[\frac{m}{K/k_1 S_1 + K/k_2 S_2 + \dots + K/k_m S_m} \right]^2$$

Los cocientes K/k_i son desviaciones, generalmente ligeras en torno a la unidad y por otra parte, el promedio de los denominadores será igual a K por definición, - entonces, tales relaciones pueden ser consideradas iguales a uno, obteniéndose finalmente:

$$S = \left[\frac{m}{1/\sqrt{S_1} + 1/\sqrt{S_2} + 1/\sqrt{S_3} + \dots + 1/\sqrt{S_m}} \right]^2 \quad (2.26)$$

en la cual:

S = pendiente media del colector principal, adimensional.

m = número de tramos iguales, en los cuales se divide el cauce principal.

S_i = pendiente de cada tramo (i , varía de uno a ' m '), igual a h_i/i (ecuación 2.23)

EJEMPLO 2.11:

Calcular la pendiente del colector principal de la cuenca de la Fig. 2.2, por medio de los tres criterios expuestos en el inciso 2.11.3 .

SOLUCION: En la Fig. 2.14 se ha concentrado el cálculo respectivo (página 2-18).

2.12 MODELOS DEL CAUCE.

2.12.1 GENERALIDADES.

En el inciso 2.9 se usó el término Modelos de Drenaje, para referirse al arreglo de los cauces dentro de la red de drenaje de la cuenca, ahora se entiende por MODELOS DEL CAUCE a la forma o desarrollo que adopta individualmente un cauce, en - especial el colector principal de dicha cuenca (13,99).

De acuerdo a la forma de su alineamiento en planta, se distinguen tres modelos pa - ra los cauces naturales:

- 1o. CAUCES TRENZADOS, cuando el canal se divide en varios canales interconectados (brazos) y separados por islas. Los cauces trenzados son muy anchos y poco -- profundos, con material grueso y bien graduado en su fondo (8,354).
- 2o. CAUCES CON MEANDROS, cuando el canal serpentea, es decir, el cauce fluye formando ondulaciones o lazos más o menos regulares. Un río se dice que tiene me andros si la distancia desde un punto A a lo largo del cauce, a un punto B si tuado aguas abajo, es mayor o igual a 1.5 veces la distancia de A a B medida a lo largo del valle (13,100). Al cociente de la distancia a lo largo del cau ce entre la longitud del valle, se conoce como SINUOSIDAD DEL CAUCE. En la -- Fig. 2.16 de la página siguiente se muestra su cálculo (13,101).

Con respecto a los parámetros de los meandros, ilustrados en la Fig. 2.17 de la página siguiente, se pueden citar sus tres dimensiones generales: la longi tud de onda (λ) varía entre 7 y 11 veces el ancho del cauce (w), el radio de curvatura (r_m) que varía entre 2 y 3 veces w y la amplitud de las curvas (A) que fluctúa considerablemente y parece estar controlada principalmente por el tipo de material de las orillas del río, fluctuando entre 10 y 20 veces w (8, 354).

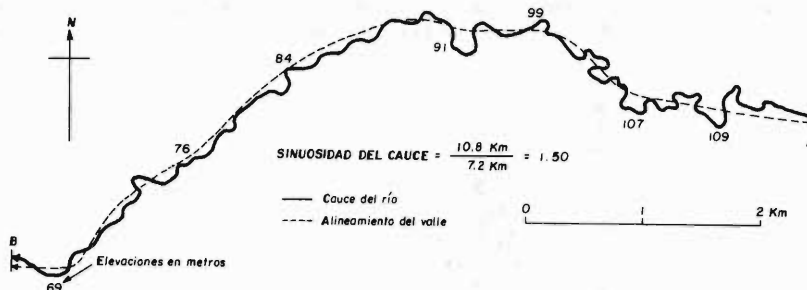
Como complemento de lo anterior se sugiere consultar la referencia C.

- 3o. CAUCES RECTOS, estrictamente hablando un cauce es recto si su sinuosidad es - menor de 1.10 (13,100), o bien, inferior a 1.25 (8,354); pero además, la lon gitud del tramo debe ser mayor de diez veces el ancho del cauce.

En la práctica, se ha observado que la sinuosidad de los cauces fluctúa entre 1.0

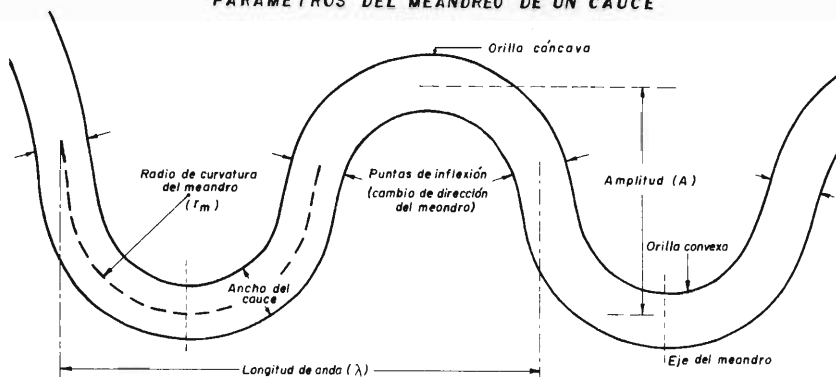
(recto) y 1.50 (meandro), pudiéndose agregar una cuarta categoría para los modelos de cauce que caen entre los dos valores anteriores, usando el término de CAUCES SINUSOS (13,101).

Fig. 2.16
CAUCE CON MEANDROS.



Para el hidrólogo, es muy importante saber el porqué un cauce natural adopta alguno de los modelos descritos anteriormente. Así por ejemplo, se sabe que los cauces trenzados se encuentran en lugares donde las orillas son fácilmente erosionables (materiales arenosos sin protección de la vegetación). En general, la pendiente de estos cauces es mayor que la de los tramos de río vecinos que no son trenzados y la longitud total de los brazos puede variar entre 1.5 y 2.0 veces la longitud del cauce sin divisiones, siendo entonces la profundidad del escurrimiento menor. Entonces, el trenzado es una forma de disipar energía, evitando los aumentos de velocidad que producirían erosión (8,354).

Fig. 2.17
PARAMETROS DEL MEANDRO DE UN CAUCE



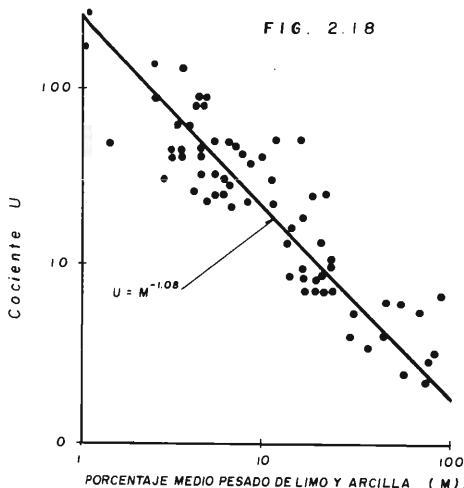
Igualmente los meandros sirven también para disipar energía, aumentando las pérdidas de carga en parte debido al mayor desarrollo, como también a la presencia de las curvas. Los meandros ocurren en donde los materiales son finos y las orillas algo más cohesivas, de manera que se establece un patrón sucesivo de erosión en el lado cóncavo de las curvas y de depósito en el lado convexo, inmediatamente aguas abajo, de forma que parecen avanzar continuamente en tal dirección (8,355).

2.12.2 SECCION TRANSVERSAL DEL CAUCE.

Cuando una fuerte precipitación ocurre en una cuenca, puede originar un incremento en el gasto de descarga y en el transporte de sólidos de su corriente principal y también se puede originar un cambio en la forma del propio cauce (20,323).

Las variables anteriores están fuertemente interrelacionadas de manera que la forma del cauce en un punto de él, es una función del gasto de descarga, de la cantidad y tipo de materiales transportados y de la naturaleza y composición de los materiales del fondo y orillas del canal.

S.A. Schumm calculó el cociente (U) entre el ancho y el tirante de un gran número de sitios de ríos en las Grandes Planicies del norte de U.S.A. y lo relacionó con el porcentaje medio pesado de limo y arcilla (diámetro menor de 0.074 milímetros) que forma el fondo y orillas del cauce, como se muestra en la Fig. 2.18 (20,322) siguiente.

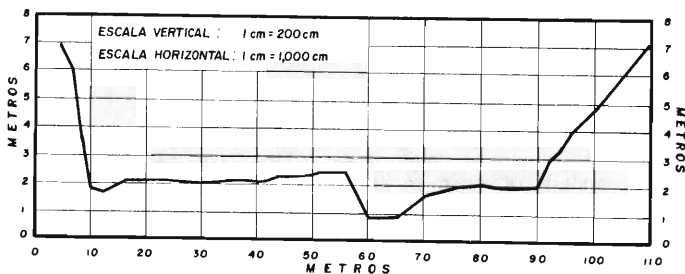


De la Fig. 2.18 anterior se deduce que al contener progresivamente más limo y arcilla los materiales en que se ubica el cauce, serán más resistentes a la erosión por ser más cohesivos y el canal será más estrecho y profundo (20,324).

En la Fig. 2.19 siguiente se muestra una sección transversal real de un cauce.

Fig. 2.19

**SECCION TRANSVERSAL EN LA ESTACION "CINCO SEÑORES" DEL
DEL RIO SAN DAMIAN EN LA REGION HIDROLOGICA No. 12
(LERMA - CHAPALA).**



2.12.3 GEOMETRIA HIDRAULICA.

La Geometría Hidráulica describe el carácter de los cauces de una cuenca (8,352). La variación entre la velocidad media (v), el tirante (y) y el ancho de la superficie libre (T) con el gasto aforado de la corriente (Q), han mostrado una relación consistente en los cauces fluviales, en los cuales la sección transversal se

adapta fácilmente a los diferentes flujos que ocurren y son menos aceptables tales relaciones, en los cauces rocosos que tienden a controlar las características del canal.

Si en un papel logarítmico se dibujan las parejas de datos respectivos a varios aforos, una línea recta que los represente tendrá una ecuación de la forma:

$$y = a x^n$$

y en el caso de las ecuaciones básicas de la geometría hidráulica se tendrá (2,--637):

$$T = a Q^b \qquad y = c Q^f \qquad v = k Q^m$$

entonces, los valores de b, f y m serán las pendientes de las rectas que representan las parejas de datos. Como el gasto es el producto del área por la velocidad es decir:

$$Q = A \cdot V = T \cdot y \cdot v$$

de acuerdo a las ecuaciones anteriores se tendrá que: $Q = (a Q^b)(c Q^f)(k Q^m)$

de donde se concluye que: $a \cdot b \cdot k = 1.0$ y $b + f + m = 1.0$

En la Tabla 2.4 (8, 52) siguiente se resumen los valores de los exponentes b, f y m, determinados por diversos investigadores, en una estación hidrométrica y entre estaciones, en este último caso, las relaciones deberán de estar definidas para gastos de igual frecuencia, utilizándose comúnmente el gasto medio anual y el flujo a cauce lleno. El gasto medio anual se define como el gasto igualado o excedido el 25% del tiempo (90 días al año), o bien, como el gasto que ocurre con un tercio de la profundidad del río.

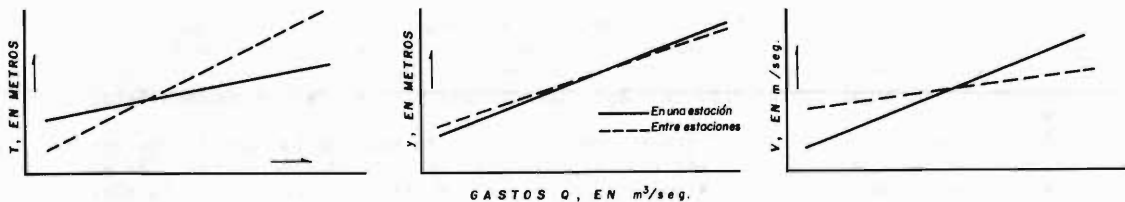
TABLA 2.4
VALORES DE LOS EXPONENTES DE LAS ECUACIONES
DE LA GEOMETRIA HIDRAULICA

L U G A R :	EN UNA ESTACION			ENTRE ESTACIONES		
	b	f	m	b	f	m
Promedia en los estados del oeste de U.S.A.	0.26	0.40	0.34	0.50	0.40	0.10
Corrientes efímeras en los estados semáridos de U.S.A.	0.29	0.36	0.34	0.50	0.30	0.20
Promedio de 158 estaciones en U.S.A.	0.12	0.45	0.43			
Promedio de 10 estaciones en río Rin.	0.13	0.41	0.43			
Ríos de los Apalaches, U.S.A.				0.55	0.36	0.09
Río Kaskaskia, en Illinois, U.S.A.				0.51	0.39	0.14
VALORES PROMEDIO	0.20	0.41	0.39	0.51	0.36	0.13

En la Fig. 2.20 siguiente se ha ilustrado la relación existente entre los dos grupos de ecuaciones, de acuerdo a los valores promedio de los exponentes b, f y m, incluidos en la Tabla 2.4 anterior.

FIG. 2.20

INTERRELACIONES DE LA GEOMETRIA HIDRAULICA



EJEMPLO 2.12:

Determinar los exponentes b, f y m de la geometría hidráulica de la estación hidrométrica Cinco Señores del estado de Guanajuato, a partir de la información concentrada en la Tabla 2.5 siguiente.

TABLA 2.5
DATOS DE AFOROS EN LA ESTACION HIDROMETRICA "CINCO SEÑORES" EN EL RÍO SAN DAMIAN DE LA REGION HIDROLOGICA No. 12 (LERMA - CHAPALA).

FECHA DEL AFORO.	TIRANTE, Y (m)	ANCHO SUPERF. LIBRE, T. (m)	AREA HIDRAULICA, A. (m ²)	VELOCIDAD MEDIA, V. (m/seg)	GASTO Q (m ³ /seg)
7/7/76	1.12	17.00	19.608	1.422	27.884
11/7/76	1.53	34.30	37.528	1.731	64.979
14/7/76	2.37	84.70	93.800	2.665	250.000
29/8/76	1.14	17.90	12.433	1.362	16.932
22/9/76	1.61	34.80	49.496	1.700	84.164
30/9/76	1.35	33.45	37.745	1.339	47.852
9/10/76	1.76	82.30	60.165	1.702	102.397
13/10/76	1.30	33.20	24.681	1.333	32.893
12/7/80	1.68	82.10	56.018	1.930	108.123
13/8/80	1.59	34.60	54.090	1.741	94.172
19/8/80	1.24	20.80	16.345	1.351	22.090
20/8/80	1.32	33.30	24.987	1.355	33.859
21/8/80	1.49	34.10	43.012	1.394	59.954

SOLUCION: En la Fig. 2.21 de la página subsecuente, se dibujaron los datos y se evaluaron los exponentes b, f y m , por medio de regresión lineal, cuya suma es aproximadamente igual a la unidad.

2.13 PRINCIPALES RELACIONES GENERALES ENTRE DIVERSOS INDICES MORFOMETRICOS Y EL REGIMEN HIDROLOGICO.

2.13.1 RELACIONES CON EL AREA DE CUENCA.

En condiciones normales, los gastos promedios, mínimos y máximos crecen a medida que aumenta el área de cuenca (15,5). Si los valores de los gastos o escurrimientos de una gran cuenca hidrográfica no aumentan a medida que crece el tamaño de la cuenca, la excepción se debe explicar a través de condiciones específicas locales, como por ejemplo, al penetrar el río en una zona de gran permeabilidad, la infiltración en las orillas y en el cauce reducen sus magnitudes. Ver Fig. 2.22(a) de la página siguiente.

Con respecto a la variación del gradiente de crecimiento de los gastos máximos -- instantáneos (avenidas), el tamaño de la cuenca influye siempre como medio de atenuación. Por tal razón, en las cabeceras de los ríos, los gradientes de crecimiento de las avenidas con el área de cuenca son grandes y a medida que aumenta ésta, va disminuyendo.

Las avenidas, a veces tampoco crecen con el aumento de área de la cuenca, debido a que, en las zonas bajas de los ríos las avenidas se desbordan de su cauce en -- las planicies de inundación, atenuándose enormemente. Ver Fig. 2.22(b) de la página subsiguiente.

Fig. 2.21

ANCHO, TIRANTE Y VELOCIDAD COMO FUNCIONES DEL GASTO (GEOMETRIA HIDRAULICA),
EN LA ESTACION HIDROMETRICA "CINCO SEÑORES", EN EL RIO SAN DAMIAN
DE LA REGION HIDROLOGICA No.12 (LERMA - CHAPALA).

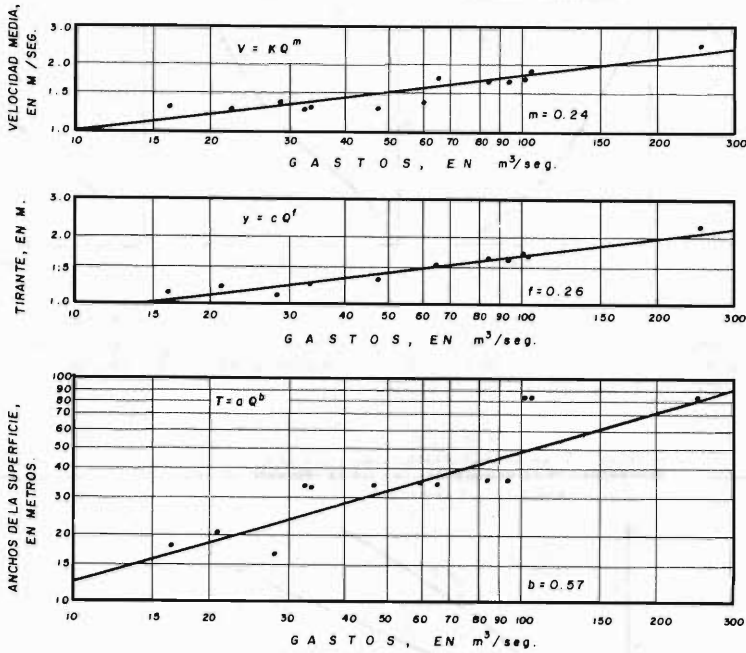
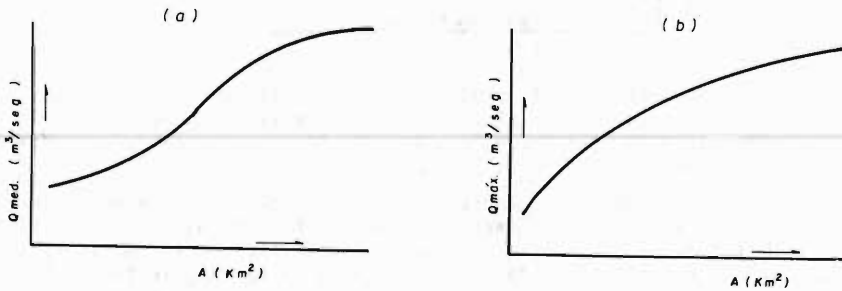


Fig. 2.22

RELACION ENTRE GASTOS Y EL AREA DE CUENCA



2.13.2 RELACIONES CON LA ELEVACION MEDIA DE LA CUENCA.

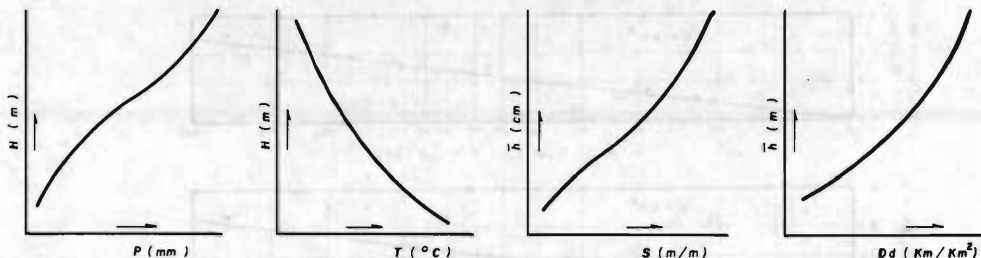
La elevación media de la cuenca tiene mucha importancia por constituir, en zonas montañosas, el parámetro que explica la variación de los principales elementos geográficos del régimen hidrológico, como son las precipitaciones (P), la temperatura del aire (T), la pendiente del terreno (S) y la densidad de drenaje (Dd), como se ilustra en la Fig. 2.23 de la página siguiente (21,14).

2.13.3 RELACIONES CON LA PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA.

Conforme aumenta la pendiente media de las cuencas, crece la velocidad media del

Fig. 2.23

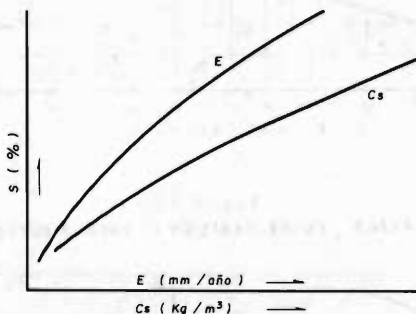
RELACIONES ENTRE LA ALTURA (H), LA ELEVACION MEDIA (\bar{h}) DE LA CUENCA Y VARIOS ELEMENTOS GENERICOS DEL REGIMEN HIDROLOGICO.



escurrimiento y en función de ésta, disminuye la infiltración, creciendo con toda seguridad las magnitudes de las avenidas, la erosión y en condiciones homogéneas de suelos, aumentará la turbidez del agua y la concentración de sedimentos, como se indica en la Fig. 2.24 siguiente (15,25).

Fig. 2.24

VARIACION EN LA EROSION MEDIA ANUAL (E) Y EN LA CONCENTRACION DE SEDIMENTOS (Cs), CON LA PENDIENTE MEDIA (S) DE LAS CUENCAS.



2.13.4 RELACIONES A LA LONGITUD Y PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL.

Por lo general, todos los gastos (mínimos, medios y máximos) aumentan con la longitud del cauce principal. Esto se debe a la relación normal que existe entre la longitud del colector principal y el área de cuenca.

Por otra parte, la longitud y la pendiente del cauce principal tienen influencia notoria con las más importantes características de las avenidas, como son el tiempo promedio de pico (t_p) y la duración promedio total (T_b) de los hidrogramas respectivos, como se esquematiza en la Fig. 2.25 de la página siguiente (15,23).

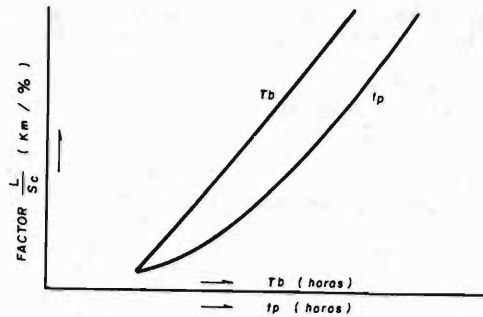
Adicionalmente, la pendiente del colector principal tiene una cierta relación con la variación de las características fisicoquímicas y biológicas de las aguas, ya que una corriente con pendiente pronunciada tendrá siempre aguas mejor oxigenadas y mineralizadas, debido a la mayor turbulencia y mayor capacidad de erosión y transporte (15,24).

2.14 RESUMEN DEL CAPITULO.

Los parámetros morfométricos de una cuenca que han sido descritos, integran un --

Fig. 2.25

INFLUENCIA DE LA LONGITUD (L) Y LA PENDIENTE (Sc) DEL COLECTOR PRINCIPAL, EN LOS TIEMPOS DE PICO Y BASE PROMEDIO DEL HIDROGRAMA.



conjunto de estimaciones realizadas, en la mayoría de los casos, al iniciar un estudio hidrológico, con fines de aprovechamiento o control; sobre todo, cuando la cuenca en análisis no cuenta con información hidrométrica y habrá que aplicar ciertos métodos y criterios, para efectuar las determinaciones hidrológicas básicas, como son: el régimen de escurrimientos líquidos y sólidos y sus avenidas normales y máximas.

En general, todos los parámetros citados son bastante fáciles de obtener y constituyen el punto de partida de las estimaciones hidrológicas en una cuenca, destacando su magnitud, tipos de suelos y vegetación, y las características de su colector principal.

Los restantes parámetros que han sido presentados, permiten efectuar comparaciones cualitativas entre cuencas, como por ejemplo: la curva hipsométrica y el rectángulo equivalente; otros tienen por objeto el facilitar el planteamiento de relaciones generales del régimen hidrológico, tal es el caso del material expuesto en el inciso 13.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. CHOW, V.T. "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins ". chapter IV: Hydrologic Principles, Data and Analyses, page 35 to 46. Engineering Experiment Station Bulletin No. 462. University of Illinois. Urbana-Champaign, Illinois, U.S.A. 1962.
2. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning ". Part III. Geomorphology, chapter 16: River Channels, page 590 to 660. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. 1978.
3. EAGLESON, P.S. " Dynamic Hydrology ". chapter sixteen: The Catchment, page 369 to 394. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1970.
4. GRAY, D.M. " Interrelationships of Watershed Characteristics ". Journal of the Geophysical Research, volume 66, No. 4, page 1215 to 1223. April 1961.
5. HERAS, R.R. " Hidrología y Recursos Hidráulicos ". capítulo 1: Estadística Aplicada a la Hidrología, tema 5: Relación entre Elementos Hidrológicos y Elementos Físico-geográficos, páginas 65 a 98. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, España. Noviembre 1976.
6. KLOHN, W. " Magnitudes Fisiográficas e Índices Morfométricos Relacionados con la Hidrología ". Publicación Aperiódica No. 12 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogotá, Colombia. Junio de 1970 (23 páginas).
7. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULHUS, J.L.H. " Applied Hydrology ". chapter 10: The Basin, page 243 to 259. McGraw-Hill Book Company, Inc. and Kogakusha - Company, Ltd. Tokyo, Japan. 1949.
8. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ". - capítulo 14: Morfología de Cuencas Hidrográficas, páginas 347 a 358. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. 1977.
9. LOPEZ CADENAS DE LLANO, F. y BLANCO CRIADO, M. " Hidrología Forestal. Primera Parte. ". capítulo 1; El Complejo Físico de la Cuenca Vertiente, páginas 7 a 21. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, Sección de Publicaciones. Madrid, España. 1976.
10. REMENIERAS, G. " Tratado de Hidrología Aplicada ". capítulo III: Características Topográficas y Glaciológicas de una Cuenca Vertiente, páginas 181 a 190. - Editores Técnicos Asociados, S.A. segunda edición. 1974.
11. ROCHE, M. " Hydrologie de Surface ". chapitre III: Le Complexe Physique du Bassin Versant, page 144 a 172. Gauthier-Villars Editeur, Paris, France. 1963.
12. SIMON, A.L. " Practical Hydraulics ". chapter 7: Elements of Hydrology, page 126 to 141. John Wiley & Sons, Inc. New York, U.S.A. 1976.
13. SMITH, D.I. and STOPP, P. " The River Basin ". chapter 9: River Channel Pattern page 99 to 114. Cambridge University Press. Cambridge, England. First published 1978.
14. SPRINGALL G., R. " Hidrología. Primera Parte ". capítulo 2: La Cuenca, páginas 7 a 33. Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. Abril 1970.

15. STANESCU, S. " Determinación Práctica de las Principales Características Morfológicas y Fisiográficas de las Cuencas Hidrográficas y su Aplicación en -- Cálculos Hidrológicos ". Publicación Periódica No. 12 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Bogotá, Colombia. Junio de 1970 (84 páginas).
16. STRAHLER, A.N. " Geology. Part II: Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Channel Networks ". section 4-11 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow, page 4-39 to 4-76. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964.
17. STRAHLER, A.N. " Quantitative Analysis of Watershed Geomorphology ". Paper 5, Part II: Hortonian Rejuvenation, page 169 to 176 in the Drainage Basin Morphology, edited by Stanley A. Schumm. Dowden, Hutchinson & Ross, Inc. Stroudsburg, Pennsylvania, U.S.A. 1977.
18. TAYLOR, A.B. and SCHWARZ, H.E. " Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Basin Characteristics ". Transactions of the American Geophysical Union, volume 33, Number 2, page 235 to 246. April 1952.
19. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and the late HARBAUGH, T.E. " Introduction to Hydrology ". chapter 4: Streamflow, theme 4-1: Basin Characteristics Affecting Runoff, page 89 to 98. Harper & Row, Publishers. New York, U.S.A. - second edition, 1977.
20. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". chapter 9: The Drainage Basin, page - 311 to 352. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, England. second -- edition, 1975.
21. WISLER, C.O. and BRATER, E.F. " Hydrology ". chapter 3: Factors Affecting Runoff, theme Physiographic Factors, page 38 to 56. John Wiley & Sons, Inc. New York, U.S.A. second edition, 1959.
22. WU, I-Pai. " Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana ". Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 89, No. HY6, page 35 to 66. November 1963.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. CARLSTON, C.W. " Drainage Density and Streamflow ". Paper 6, Part III: Drainage Basin Controls, page 181 to 188 in the Drainage Basin Morphology, edited by Stanley A. Schumm. Dowden, Hutchinson & Ross, Inc. Stroudsburg, Pennsylvania, U.S.A. 1977.
- B. CUCCHINI, R. " On the Determination of the Average Slope of the Topographic -- Surface of a Basin ". General Assembly of Bern: Hydrological Aspects of the -- Utilization of Water, page 266 to 273. Publication No. 76 of the International Association of Scientific Hydrology. Gentbrugge, Belgique. 1968.
- C. LEOPOLD, L.B. and LANGBEIN, W.B. " River Meanders ". Vol. 214, No. 6, page 60 to 70 from Scientific American. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. June 1966.
- D. ZERNITZ, E.R. " Drainage Patterns and their Significance ". Paper 3, Part I: - Traditional Approaches, page 45 to 68 in the Drainage Basin Morphology, edited by Stanley A. Schumm. Dowden, Hutchinson & Ross, Inc. Stroudsburg, Pennsylvania, U.S.A. 1977.

1. The first part of the report deals with the general situation of the country and the position of the various groups of the population. It is a very interesting and detailed study of the social and economic conditions of the country.

2. The second part of the report deals with the political situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the political conditions of the country.

3. The third part of the report deals with the economic situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the economic conditions of the country.

4. The fourth part of the report deals with the social situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the social conditions of the country.

5. The fifth part of the report deals with the cultural situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the cultural conditions of the country.

6. The sixth part of the report deals with the educational situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the educational conditions of the country.

7. The seventh part of the report deals with the health situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the health conditions of the country.

8. The eighth part of the report deals with the housing situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the housing conditions of the country.

9. The ninth part of the report deals with the transportation situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the transportation conditions of the country.

10. The tenth part of the report deals with the communication situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the communication conditions of the country.

11. The eleventh part of the report deals with the energy situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the energy conditions of the country.

12. The twelfth part of the report deals with the environment situation of the country. It is a very interesting and detailed study of the environment conditions of the country.

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 3:

NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGIA.

	página
OBJETIVO.	3-1
3.1 GENERALIDADES.	3-1
3.1.1 Meteorología.	3-1
3.1.2 Climatología.	3-2
3.1.3 Hidrometeorología.	3-2
3.1.4 Utilidad de la Hidrometeorología.	3-2
3.2 LA ATMOSFERA.	3-2
3.2.1 Composición.	3-2
3.2.2 Estructura Vertical.	3-3
3.3 RADIACION SOLAR Y TERRESTRE.	3-4
3.3.1 Naturaleza de la Radiación Solar.	3-4
3.3.2 Constante Solar y Radiación Incidente.	3-4
3.3.3 Radiación Solar Reflejada.	3-8
3.3.4 Radiación Neta de Onda Larga.	3-8
3.3.5 Radiación Neta.	3-15
3.3.6 Variación de la Radiación Solar.	3-15
3.3.7 Balance de Calor.	3-16
3.3.8 Medición de la Radiación Solar.	3-16
3.4 CIRCULACION GENERAL DE LA ATMOSFERA.	3-17
3.4.1 Modelo Teórico de Circulación General.	3-17
3.4.2 Modificación de la Circulación Teórica.	3-17
3.4.3 Corrientes en Chorro.	3-19
3.4.4 Sistemas Migratorios.	3-19
3.4.5 Circulación Atmosférica General en la República Mexicana.	3-19
3.5 PRESION ATMOSFERICA Y VIENTOS.	3-20
3.5.1 Presión Atmosférica.	3-20
3.5.1.1 Origen.	3-20
3.5.1.2 Medición de la presión atmosférica.	3-20
3.5.1.3 Variación de la presión atmosférica.	3-20
3.5.1.4 Formaciones isobáricas.	3-21
3.5.2 Vientos.	3-21
3.5.2.1 Importancia.	3-21
3.5.2.2 Clasificación de los vientos.	3-21
3.5.2.3 Dirección del viento (Viento Geostrofico).	3-22
3.5.2.4 Variación del viento con la altura.	3-22
3.5.2.5 Medición del viento.	3-23
3.6 HUMEDAD ATMOSFERICA.	3-23
3.6.1 El Agua en la Atmósfera.	3-23
3.6.2 Presión de Vapor.	3-24
3.6.3 Humedad Relativa y otros parámetros.	3-25
EJEMPLO 3.1	3-26
3.6.4 Agua Precipitable.	3-27
EJEMPLO 3.2	3-28
3.6.5 Medición de la Humedad.	3-31
3.6.6 Variaciones Periódicas de la Humedad.	3-32
3.7 TEMPERATURA Y GRADIENTES DE TEMPERATURA EN LA ATMOSFERA.	3-32

3.7.1	Origen y Factores que determinan la Temperatura.	3-32
3.7.2	Medición de la Temperatura.	3-33
3.7.2.1	Termómetros.	3-33
3.7.2.2	Terminología.	3-34
3.7.3	Procesos Adiabáticos en la Atmósfera.	3-34
3.7.4	Gradiente e Inversión de Temperatura.	3-34
3.7.5	Gradientes Adiabáticos.	3-35
3.7.5.1	Gradiente adiabático seco.	3-35
3.7.5.2	Gradiente adiabático saturado.	3-35
3.7.5.3	Gradiente adiabático pseudo adiabático.	3-35
3.7.6	Estabilidad Atmosférica.	3-35
3.8	CONDENSACION Y PRECIPITACION.	3-36
3.8.1	Saturación y Condensación.	3-36
3.8.2	Núcleos de Condensación y Núcleos de Hielo.	3-36
3.8.3	Procesos de Condensación.	3-37
3.8.3.1	Proceso de ascendencia.	3-37
3.8.3.2	Proceso de irradiación.	3-37
3.8.3.3	Mecanismo de pared fría.	3-37
3.8.3.4	Proceso de advección.	3-37
3.8.4	Nubes.	3-37
3.8.4.1	Definición y estructura de las nubes.	3-37
3.8.4.2	Clasificación internacional de las nubes.	3-38
3.8.4.3	Descripción de los 10 géneros de nubes.	3-38
3.8.5	Génesis de las Precipitaciones.	3-40
3.8.5.1	La ascendencia como requisito.	3-40
3.8.5.2	Mecanismos de la lluvia.	3-40
3.8.5.3	Ocurrencia de los mecanismos de lluvia en la República Mexicana.	3-41
3.8.6	Tipos de Precipitaciones.	3-42
3.8.6.1	Clasificación.	3-42
3.8.6.2	Precipitaciones convectivas.	3-42
3.8.6.3	Precipitaciones orográficas.	3-42
3.8.6.4	Precipitaciones ciclónicas.	3-42
3.8.7	Distribución de la Precipitación en la República Mexicana.	3-42
3.8.7.1	Fenómenos meteorológicos que actúan en la República Mexicana.	3-42
3.8.7.2	Distribución general de la precipitación.	3-43
3.9	DINAMICA ATMOSFERICA.	3-43
3.9.1	Masas de Aire.	3-43
3.9.1.1	Clasificación.	3-43
3.9.1.2	Masas de aire que llegan a la República Mexicana.	3-44
3.9.2	Frentes.	3-44
3.9.2.1	Generalidades.	3-44
3.9.2.2	Frente cálido.	3-45
3.9.2.3	Frente frío.	3-45
3.9.3	Borrascas o Ciclones Extratropicales.	3-45
3.9.3.1	Origen y formación.	3-45
3.9.3.2	Frente ocluido y duración de las borrascas.	3-45
3.9.4	Anticiclones.	3-47
3.9.5	Ciclones Tropicales.	3-47
3.9.5.1	Generalidades.	3-47
3.9.5.2	Origen de los huracanes.	3-48
3.9.5.3	Daños causados por los huracanes.	3-49
3.9.5.4	Diferencias principales entre los ciclones tropicales y las borrascas.	3-49
3.9.6	Tormentas Convectivas.	3-50

3.9.6.1 Mecanismo convectivo.	3-50
3.9.6.2 Tipos de tormentas convectivas.	3-50
3.9.6.3 Fases de una tormenta convectiva.	3-50
3.9.6.4 Ocurrencia de las tormentas convectivas.	3-51
3.9.6.5 Descargas eléctricas durante las tormentas.	3-51
3.10 ESTIMACION METEOROLOGICA DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.	3-52
3.10.1 Introducción.	3-52
3.10.2 Modelos de Tormenta.	3-52
3.10.2.1 Generalidades.	3-52
3.10.2.2 Modelo del plano inclinado.	3-53
EJEMPLO 3.3	3-54
3.10.2.3 Modelo de convergencia.	3-54
EJEMPLO 3.4	3-55
3.10.3 Transposición y Maximización de Tormentas.	3-56
3.10.3.1 Consideraciones generales.	3-56
3.10.3.2 Recopilación de información histórica.	3-56
3.10.3.3 Transposición de tormentas.	3-56
3.10.3.4 Maximización de tormentas.	3-57
EJEMPLO 3.5	3-57
3.11 RESUMEN DEL CAPITULO.	3-58
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	3-59
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	3-61

Vertical text on the left margin, possibly a page number or reference.

Main body of text, appearing as a list or table with multiple columns and rows, though the content is illegible due to blurriness.

Vertical text on the right margin, possibly a page number or reference.

CAPITULO 3: NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGIA.

OBJETIVO

En este capítulo se presentan los rudimentos de Meteorología Física y Sinóptica, que interesan al hidrólogo para entender las relaciones teóricas y prácticas entre los factores meteorológicos y la precipitación. Lo anterior comprende la descripción en forma sucinta de la atmósfera terrestre, analizando sus componentes, propiedades y comportamiento general y particular, además, se desarrollan las teorías de la formación de nubes y precipitación y posteriormente se estudian los grandes fenómenos meteorológicos: Borrascas y Huracanes, destacando sus influencias en la precipitación en la República Mexicana.

Por último, se aborda la estimación de la precipitación máxima probable por dos enfoques meteorológicos: primero, a través del uso de modelos de tormenta y segundo, por medio de transposición y maximización de tormentas severas ocurridas en el pasado en la zona.

3.1 GENERALIDADES.

3.1.1 METEOROLOGIA.

Quizás los pasos fundamentales de las ciencias que estudian la naturaleza, sean la descripción, clasificación y entendimiento (explicación) de los fenómenos y procesos naturales; la Meteorología como ciencia que estudia la atmósfera terrestre y los fenómenos que en ella ocurren, sigue fielmente tales pasos primordiales.

La Meteorología intenta establecer las leyes físicas o relaciones que describen el estado de la atmósfera y para ello se divide en (13,1.26)*:

Meteorología Dinámica: estudia los movimientos de la atmósfera, del calor y de la humedad.

Meteorología Física: estudia la radiación solar, la irradiación terrestre, la temperatura, la evaporación, la condensación, las nu

* El primer número entre paréntesis corresponde a la referencia bibliográfica utilizada y el segundo a su página.

bes, las precipitaciones, así como también los fenómenos acústicos, ópticos y eléctricos de la atmósfera.

Meteorología Sinóptica: basándose en las Meteorologías Dinámica y Física, trata de representar de diversos modos y en forma gráfica el estado de la atmósfera en un momento determinado; - además de predecir dicho estado en un futuro próximo.

Por otra parte, desde el punto de vista de sus aplicaciones a la ingeniería, la Meteorología se puede subdividir en varias ramas: Meteorología Agrícola, Meteorología Industrial, Meteorología Turística e Hidrometeorología (31,2).

3.1.1 CLIMATOLOGIA.

Puede definirse el CLIMA como el ambiente atmosférico constituido por la serie de estados de la atmósfera sobre un lugar determinado y según su habitual sucesión (-30,16). Entonces, la Climatología, que estudia el clima, implica el conocimiento de la atmósfera, incluyendo su temperatura, humedad y dinámica (presión y movimientos verticales y horizontales).

Los elementos climatológicos y los elementos meteorológicos forman dos grupos para ellos de distinta significación, por ejemplo, la temperatura para la Meteorología es un magnitud física y para la climatología, un parámetro estadístico, cuyo valor normal en una localidad ayuda a entender el clima (14,401).

3.1.3 HIDROMETEOROLOGIA.

Observando el ciclo hidrológico, como se ilustra en las primeras cinco figuras del capítulo 1, resulta bastante evidente, que dicho ciclo es dominado en esencia por los procesos atmosféricos y quizás sea menos obvio observar que la Meteorología auxiliará a la solución de problemas de aguas superficiales y subterráneas, para lograr un manejo y control eficiente de los recursos hidráulicos de un país, sin embargo, lo anterior es una realidad (4,2). Es entonces, cuando nace una nueva ciencia encargada de estudiar los procesos atmosféricos que afectan los recursos hidráulicos de la tierra y que son de interés a la ingeniería hidrológica, esta ciencia es la Hidrometeorología (31,2).

Una definición más amplia, propuesta en 1963 por la World Meteorological Organization indica que la Hidrometeorología trata del estudio de las fases atmosféricas y terrestres del ciclo hidrológico y en especial de sus interrelaciones (23,124).

3.1.4 UTILIDAD DE LA HIDROMETEOROLOGIA.

El hidrometeorólogo, conociendo las necesidades del ingeniero para abordar un proyecto, puede proveer el tipo adecuado de datos y presentarlos en la forma más adecuada. Casi todo proyecto puede ser desglosado en tres etapas (investigación y diseño, construcción y operación), la hidrometeorología puede realizar contribuciones en cada fase, como se detalla a continuación. En la etapa de investigación y diseño, el hidrometeorólogo puede ayudar recabando y analizando la información climatológica disponible y estimando las condiciones probables, en donde no se dispone de datos.

En la fase de construcción, el conocimiento de las condiciones medias y extremas del tiempo atmosférico y los pronósticos a corto plazo son de enorme ayuda. Por último, en la etapa de operación los reportes meteorológicos y los pronósticos a largo plazo pueden conducir a una eficiente operación.

3.2 LA ATMOSFERA.

3.2.1 COMPOSICION.

La atmósfera terrestre (del griego atmos=vapor y sphaira=esfera), es una mezcla de gases, no una combinación, ya que los gases no reaccionan químicamente entre sí. - Esta mezcla de gases es llamada AIRE y en ella se hallan en suspensión cantidades variables de partículas sólidas y líquidas. En general, hasta una altura de unos - 80 Km sus gases están bien mezclados y se denomina Homosfera, en cambio, más arri-

ba los gases tienden a formar estratos de acuerdo a sus pesos y tal capa se conoce como Heterosfera (20,11). En la Tabla 3.1 (2,2) siguiente se muestra la composición del aire seco (exento de vapor de agua).

T A B L A 3 . 1
PRINCIPALES GASES QUE COMPONEN LA ATMOSFERA TERRESTRE.

C O M P O N E N T E .	% EN VOLUMEN DE AIRE SECO .	CONCENTRACION EN PARTES POR MILLON (ppm) DE AIRE .
Nitrógeno (N ₂)	78.084	—
Oxígeno (O ₂)	20.946	—
Argón (A)	0.934	—
Neón (Ne)	0.00182	18.2
Helio (He)	0.000524	5.24
Metano (CH ₄)	0.00015	1.5
Criptón (Kr)	0.000114	1.14
Hidrógeno (H ₂)	0.00005	0.5
PRINCIPALES GASES VARIABLES:		
Vapor de agua (H ₂ O)	0-3	
Anhídrido carbónico (CO ₂) *	0.0325	325
Monóxido de carbono (CO)		100
Anhídrido sulfuroso (SO ₂)		0-1
Anhídrido nítrico (NO)		0-0,2
Ozono (O ₃)		0-2

* El anhídrido carbónico está distribuido uniformemente en la atmósfera, pero aumenta a razón de 0,7 ppm. cada año. En 1974, su concentración era aproximadamente de 325 ppm.

Por otra parte, el aire contiene una cantidad variable de impurezas tales como polvo, hollín, sales, smog y microorganismos; ya que por ejemplo, en las ciudades el número de partículas por centímetro cúbico es del orden de 147,000 y en cambio en los océanos y montañas su valor medio es de 950 (2,7). Para mayores detalles sobre este tema se sugiere consultar las referencias recomendadas A y H.

3.2.2 ESTRUCTURA VERTICAL.

De acuerdo a sus propiedades térmicas, la atmósfera se divide en cuatro capas, que se indican en la Fig. 3.1 de la página siguiente. Tales capas son:

TROPOSFERA: en esta capa la temperatura va decreciendo hasta su frontera (Tropopausa), a razón de unos 6,5 °C por cada 1,000 metros de altura. Alcanza los 18 Km sobre las regiones ecuatoriales y de 7 a 8 Km en los polos. Es en esta parte de la atmósfera donde ocurren todos los fenómenos llamados 'tiempo atmosférico', ya que en ella se concentra casi todo el vapor de agua del aire, los núcleos de condensación (inciso 3.8.2) y se tienen las mayores variaciones de temperatura (3,19).

ESTRATOSFERA: su característica térmica consiste en que la temperatura del aire se mantiene casi constante, teniendo si acaso un ligero aumento con la altura. La estratósfera termina donde la temperatura presenta un aumento brusco, este límite se llama Estratopausa y se encuentra a unos 45 Km de altura, el color que se produce en esta capa se atribuye a la absorción de la radiación ultravioleta del sol por el ozono (2,19), por ello algunos autores le llaman a tal zona Ozonósfera.

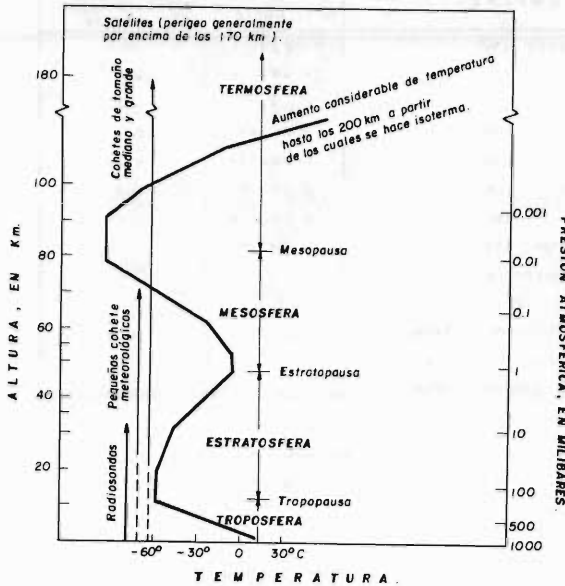
MESOSFERA: en esta región la temperatura va disminuyendo al aumentar la altura hasta los 80 Km aproximadamente, nivel que se conoce como Mesopausa.

TERMOsfERA: encima de la mesopausa se ubica una capa de unos 10 Km de espesor, de temperatura constante y gran actividad eléctrica (Ionosfera) y de ahí la temperatura aumenta sin interrupción hasta llegar a los 500 °C a unos 500 Km de altura. Fi-

nalmente en la Termopausa, comienza la Exosfera formada por moléculas sueltas cuya concentración va decreciendo hasta que se convierte en espacio interestelar hacia los 2,000 Km de altura (3,21).

Fig. 3.1

**ESTRUCTURA DE LA TEMPERATURA MEDIA DE LA ATMOSFERA TERRESTRE Y
TECNICAS UTILIZADAS PARA INVESTIGAR LAS DIVERSAS ALTURAS.**



3.3 RADIACION SOLAR Y TERRESTRE.

3.3.1 NATURALEZA DE LA RADIACION SOLAR.

El calor puede transmitirse de un cuerpo a otro por contacto directo o Conducción, por contacto indirecto, esto es, mediante el desplazamiento de un cuerpo intermedio (gas o líquido) o Convección y por ondas electromagnéticas (idénticas a las luminosas) o Radiación. En Meteorología, el término Convección se refiere a los movimientos verticales del aire y la palabra Advección se utiliza para designar los movimientos horizontales del aire (22,110).

Como el calor puede transmitirse a través del vacío únicamente por radiación, entonces todo el calor que proviene del sol, del cual dependen todos los fenómenos meteorológicos, llega por radiación (14,299).

Las ondas de radiación son caracterizadas por su longitud de onda y su frecuencia. La longitud de onda se mide de la cresta de una onda a la siguiente cresta y la frecuencia es el número de ondas que pasan por un punto determinado por segundo. En general, la frecuencia se inversamente proporcional a la longitud de onda y entre mayor sea la frecuencia mayor será su poder de penetración. El espectro electromagnético incluye todas las diferentes longitudes de onda de la radiación y es mostrado en la Fig. 3.2 (8,63) de la página siguiente.

Por otra parte, la composición de la radiación solar se ilustra en la Fig. 3.3 (8,64) de la página siguiente, designándose Radiación de ONDA CORTA.

3.3.2 CONSTANTE SOLAR Y RADIACION INCIDENTE.

La radiación solar que llega al límite exterior de la atmósfera es casi constante

en todos los puntos del planeta y todas las estaciones y por ello se llama CONSTANTE SOLAR, al recibirse o captarse normalmente a los rayos solares vale 1.94 langley/minuto, variando de 1.89 a 2.05 langleys/minuto (18,7). El 'langley' es la unidad estándar de la radiación y equivale a una caloría gramo de calor recibida - por centímetro cuadrado de superficie (22,113).

Fig. 3.2
CARACTERÍSTICAS DEL ESPECTRO ELECTROMAGNETICO DE LA RADIACION DE ACUERDO A SU LONGITUD DE ONDA.

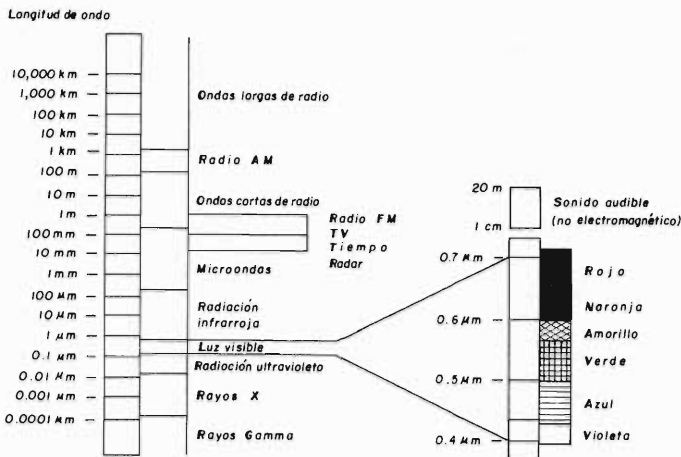
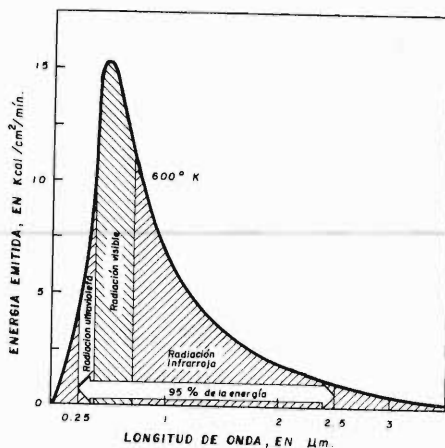


Fig. 3.3
RADIACIONES QUE CONSTITUYEN LA LUZ DEL SOL



En la Tabla 3.2 (22,115 y 19,291) de la página siguiente, se tiene la radiación solar recibida durante un día en langleys, en el tope o techo de la atmósfera.

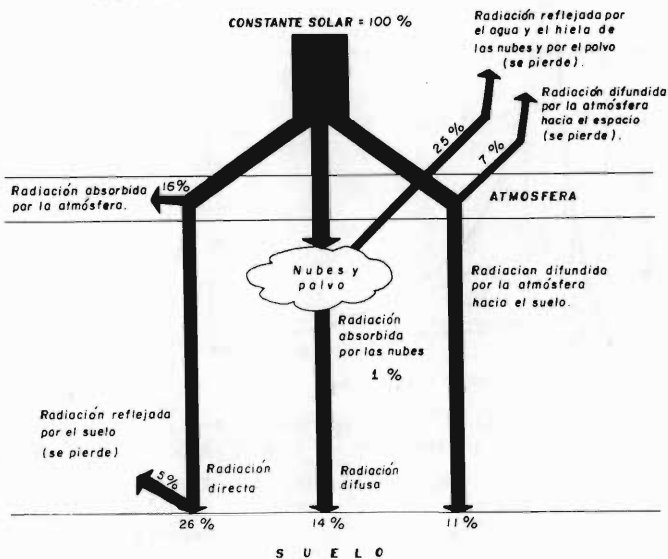
Si se imagina que a la atmósfera llega un 'paquete' de 100 unidades equivalentes a la constante solar, la cantidad que llega o alcanza el suelo estará compuesta de radiación directa y radiación difusa o reflejada; las proporciones de cada una de

ellas dependen principalmente de la altitud del sol, de la absorción de la atmósfera y del tipo y cantidad de cubierta nubosa. El balance medio anual, para el hemisferio norte se ilustra en la Fig. 3.4 (3,23) inferior.

TABLA 3.2
RADIACION SOLAR RA EN EL TOPE DE LA ATMOSFERA, EN LANGLEYS POR DIA.

Latitud	MAR	ABR	MAY	MAY	JUN	JUL	AGO	AGO	SEP	OCT	NOV	NOV	DIC	ENE	FEB	FEB	
	21	13	6	29	22	15	8	31	23	16	8	30	22	13	4	26	
90° N		423	772	999	1072	994	765	418								7	
80	155	423	760	984	1060	980	754	418	153	7						7	
70	307	525	749	939	1012	934	742	519	303	129	24			24	131		
60	447	635	809	934	979	929	801	629	442	273	146	72	49	73	146	276	
50	575	732	867	958	989	954	859	725	568	414	286	204	176	205	289	419	
40	686	807	910	972	991	967	901	798	667	545	429	348	317	350	434	553	
30	775	865	929	967	975	960	921	856	765	663	564	492	466	494	568	670	
20	841	894	923	935	935	930	916	884	831	760	685	627	605	630	691	769	
10° N	882	897	893	881	873	877	886	887	871	835	789	748	733	752	795	845	
0	895	873	837	804	790	800	830	863	885	886	870	851	843	855	878	896	
10° S	882	824	760	707	687	704	753	814	871	910	927	931	933	936	936	921	
20	841	750	660	593	567	590	654	741	831	907	959	988	999	993	968	918	
30	775	654	543	465	436	463	538	646	765	877	964	1020	1041	1025	973	888	
40	686	538	413	329	297	328	409	533	677	819	944	1027	1059	1032	953	828	
50	575	408	276	193	165	192	274	404	568	743	901	1014	1056	1018	909	752	
60	447	269	140	68	47	68	139	266	442	644	840	987	1046	992	847	652	
70	307	127	23					23	126	303	532	778	993	1081	998	785	539
80	155	7							7	153	429	790	1041	1132	1046	796	434
90° S											429	801	1056	1149	1062	809	434

Fig. 3.4
DISTRIBUCION DE LA RADIACION DE ONDA CORTA



En general, dos enfoques son utilizados para evaluar la radiación solar incidente, estos son:

- 1) A partir de mediciones directas usando un pirheliómetro.
- 2) En base a una evaluación indirecta usando parámetros fácilmente observables y medibles.

Dentro del segundo enfoque se tiene el método de J.N. Black y colaboradores (1954), los cuales utilizaron datos de 150 estaciones de todo el mundo, para desarrollar la ecuación siguiente (7,106):

$$R_i = R_A (0.803 - 0.340 C - 0.458 C^2) \quad (3.1)$$

donde:

R_i = radiación solar incidente media diaria para el mes, en langleys/día.

R_A = radiación global incidente (radiación solar extraterrestre), recibida en la superficie exterior de la atmósfera, en langleys/día. Se tiene en la Tabla - 3.2 de la página anterior.

C = nubosidad media mensual, en fracción decimal de cielo cubierto.

Otro método de estimación indirecta de la radiación solar incidente está basado - en la ecuación propuesta por A. Angström en 1925, ésta es:

$$R_i = R_A \left(a + b \frac{n}{N} \right) \quad (3.2)$$

siendo ahora:

a, b = constantes empíricas.

n = duración observada de las horas luz (insolación) del día.

N = número máximo diario de horas luz, es función de la latitud del lugar y se encuentra tabulada en la Tabla 3.3 (19,292) siguiente.

TABLA 3.3
DURACION PROMEDIO MAXIMA DIARIA DE HORAS DE INSOLACION (N).

LAT. NORTE	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
0°	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1
5°	11.9	12.0	12.1	12.2	12.4	12.4	12.3	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8
10°	11.6	11.8	12.1	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.5
15°	11.4	11.6	12.1	12.4	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
20°	11.1	11.4	12.0	12.6	13.1	13.3	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9
25°	10.8	11.3	12.0	12.8	13.4	13.7	13.6	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
30°	10.5	11.1	12.0	12.9	13.7	14.1	13.9	13.2	12.4	11.5	10.7	10.2
35°	10.2	10.9	12.0	13.1	14.1	14.6	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
40°	9.7	10.6	12.0	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.4
45°	9.2	10.4	11.9	13.6	14.9	15.6	15.3	14.1	12.8	11.0	9.5	8.8
50°	8.6	10.1	11.9	13.8	15.5	16.3	15.9	14.5	12.6	10.8	9.1	8.1
55°	7.7	9.6	11.8	14.2	16.4	17.5	17.0	15.1	12.7	10.4	8.4	7.2
60°	6.8	9.1	11.8	14.6	17.2	18.7	18.0	15.6	12.7	10.1	7.6	6.3

En la Tabla 3.4 (7,107) de la página siguiente, se presenta un resumen breve de - los valores de las constantes a y b , obtenidos por diversos autores en variadas - localidades.

E. Jauregui O. (1978) evaluó las constantes a y b de la ecuación 3.2 en base a -- los datos diarios de radiación e insolación de las estaciones meteorológicas de - Chapingo y de Ciudad Universitaria en los años de 1972 y 1973, obteniendo (17,98):

para Chapingo: $a = 0.275$ para Ciudad Universitaria: $a = 0.270$
 $b = 0.530$ $b = 0.550$

Tomando en cuenta que los valores anteriores coinciden bastante bien con los pro-

puestos por Glover y McCulloch (Tabla 3.4 siguiente), Jauregui propone utilizar - para la República Mexicana:

$$a = 0.290 \cos \phi \quad (\phi \text{ es la latitud del lugar, en grados}).$$

$$b = 0.550 \text{ (constante).}$$

Con los valores anteriores, Jauregui elaboró dos planos de radiación global incidente (Ri), uno para la época de secas (enero) y el otro para la temporada de lluvias (julio), los cuales se pueden consultar en la referencia 17.

T A B L A 3 . 4
VALORES DE LAS CONSTANTES a Y b DE LA ECUACION DE A. ANGSTRÖM.

LOCALIDAD	a	b	AUTOR (ES)
Mundial	0.23	0.48	I. N. Black y colaboradores (1934).
Mundial	$0.29 \cos \phi^*$	0.52	J. Glover y J. S. G. McCulloch (1958).
Sureste de Inglaterra	0.18	0.55	H. L. Penman (1948).
Virginia, U. S. A.	0.22	0.54	Citada por H. L. Penman (1948).
Camberra, Australia.	0.25	0.54	Citada por H. L. Penman (1948).
Brisbane, Australia.	$0.23 \text{ a } 0.35^{**}$	$0.38 \text{ a } 0.54$	O. Cartledge (1973).
Oeste de Africa.	$-0.12 \text{ a } 0.26^{**}$	$0.99 \text{ a } 0.50$	J. A. Davis (1966).

* ϕ Es la latitud del lugar en grados.

** Fluctuación con el mes.

En las figuras 3.5 a 3.16 se presentan una serie de 12 mapas mensuales de radiación incidente y uno anual (Fig. 3.17), obtenidos en base al método empírico de - R.S. Jeevananda, que además de los datos de insolación usa los dos parámetros meteorológicos siguientes: número de días lluviosos durante el mes y humedad media por día en el mes. La exactitud de tal método se estima en $\pm 10\%$ (1,1).

3.3.3 RADIACION SOLAR REFLEJADA.

De la radiación solar que llega a la superficie terrestre (suelo, roca, vegetación, agua, etc.), una porción se refleja, debido a su ALBEDO (r). El albedo se define como el cociente entre la radiación reflejada por el objeto y la radiación total que llega a él (22,121). El albedo varía con la altura y ángulo solar, con la turbidez de la atmósfera y con el color y rugosidad de la superficie del objeto.

La mayoría de los estudios consideran que r es igual a 0.060 para el agua, pero tal valor puede fluctuar de 0.02 a 0.40 como se indica en la Tabla 3.5 (7,133) de la página 3-14. En la Tabla 3.5 el rango marcado para los cultivos, representa la variación de la reflectividad desde un suelo desnudo o con baja cobertura, a uno totalmente cubierto.

Entonces, la radiación solar reflejada por cualquier objeto o superficie será evaluada por la ecuación:

$$R_r = r (R_i) \quad (3.3)$$

3.3.4 RADIACION NETA DE ONDA LARGA.

Tanto la superficie del terreno como la superficie libre del agua emiten radiación, porque una propiedad de la radiación solar es que al encontrarse con un cuerpo cualquiera, es absorbida por éste, aumenta su temperatura y emite a su vez radiación con otra longitud de onda. En general, la superficie terrestre emite radiación de onda larga a la atmósfera, cuya intensidad depende principalmente de la temperatura de dicha superficie.

La mayor parte de la radiación de onda larga emitida, es absorbida por el vapor de agua, las nubes y el dióxido de carbono de la atmósfera y una porción es reirradiada a la tierra como radiación atmosférica. Además, parte de la radiación de onda corta recibida en la atmósfera es absorbida por sus mismos componentes citados y reirradiada a la tierra como radiación de onda larga (7,108). Lo anterior se --

RADIACION SOLAR INCIDENTE R_i MEDIA DIARIA (cal/cm²/día).

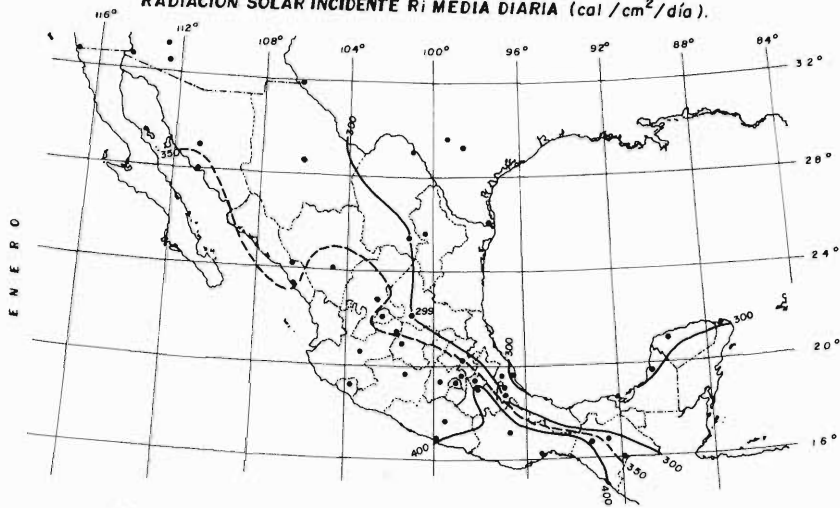


Fig. 3.5

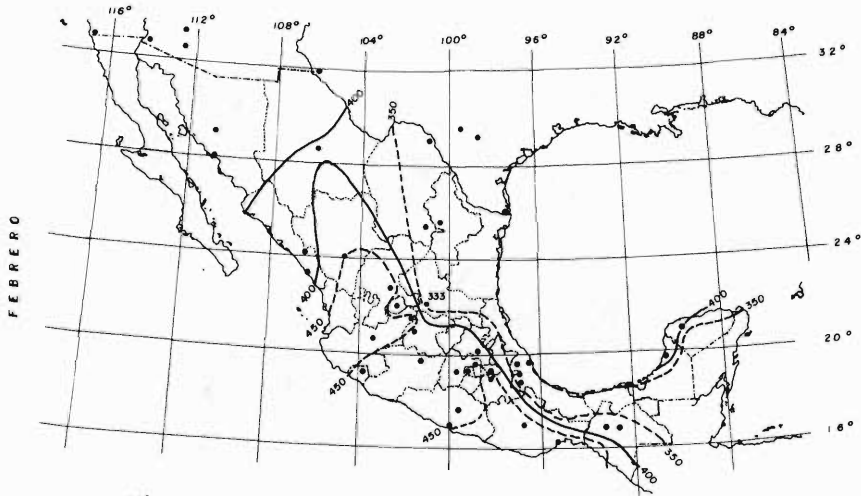


Fig. 3.6

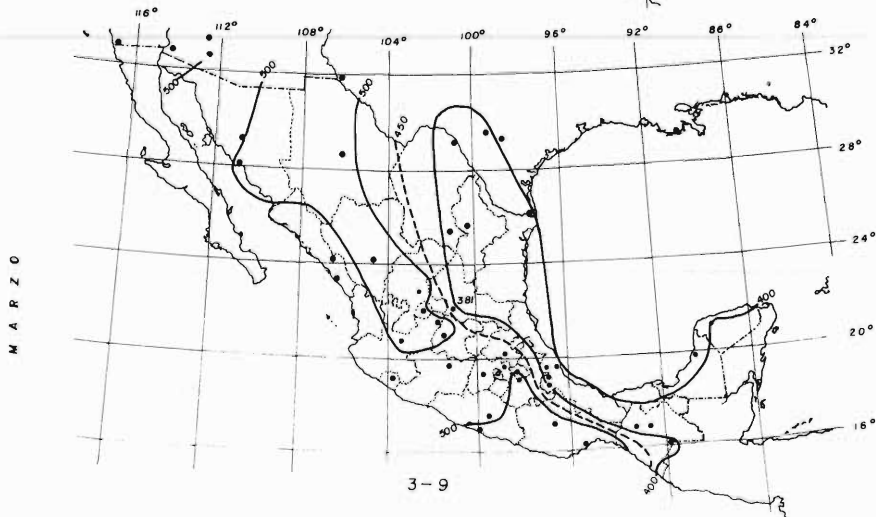


Fig. 3.7

RADIACION SOLAR INCIDENTE R_i MEDIA DIARIA (cal/cm²/día).

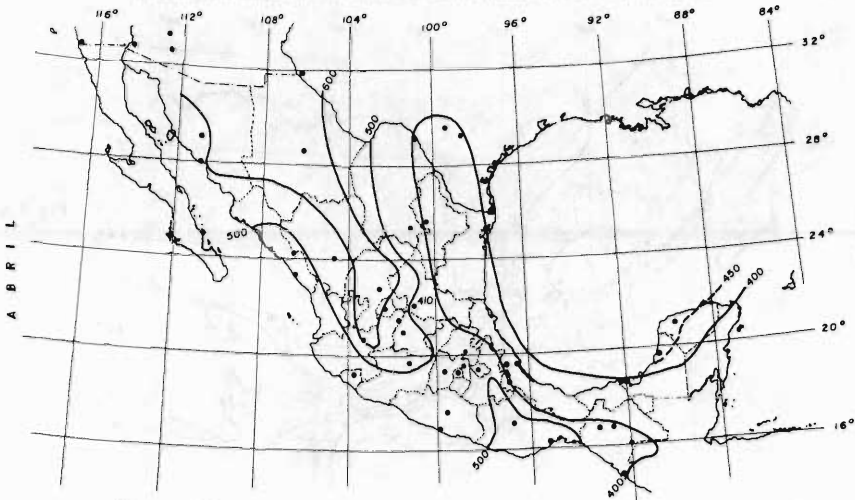


Fig. 3.8

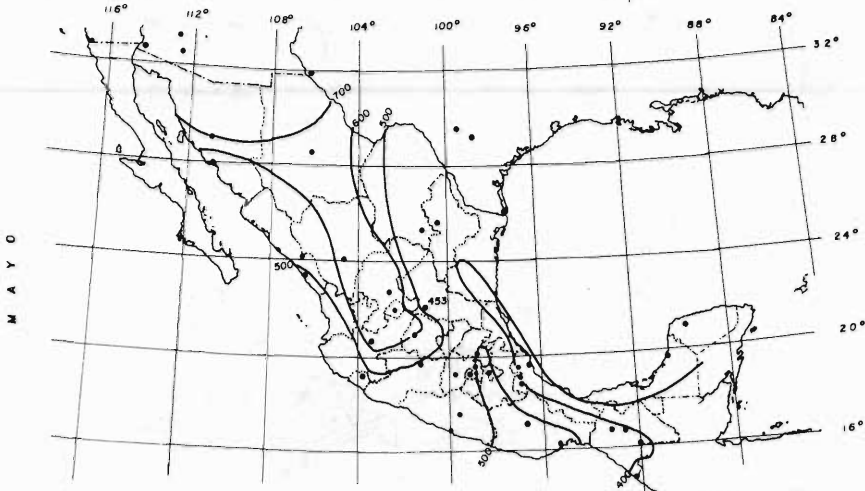


Fig. 3.9

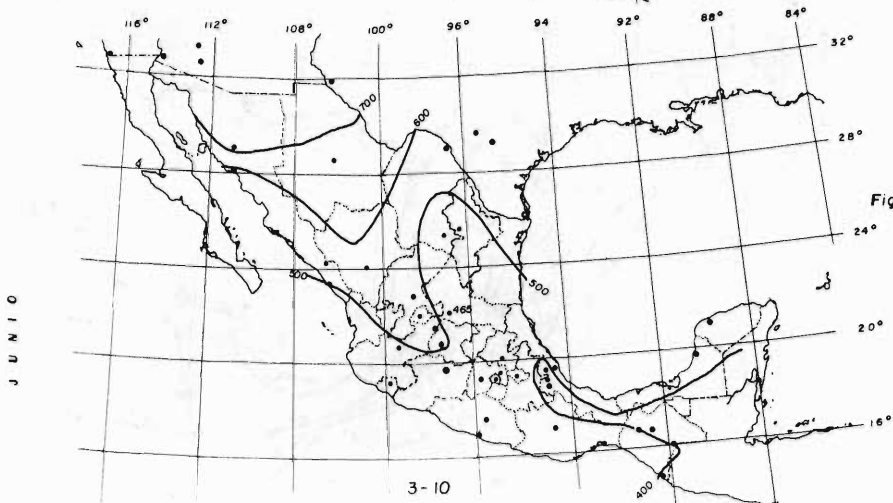
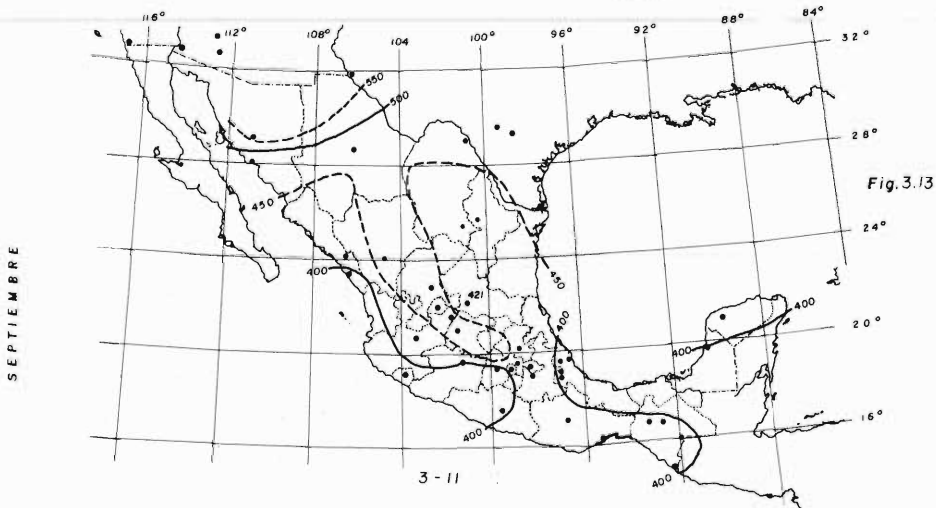
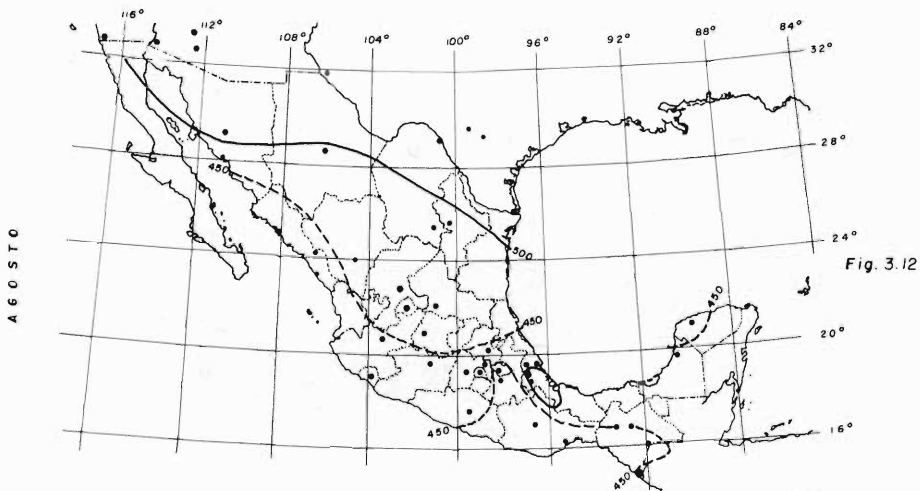
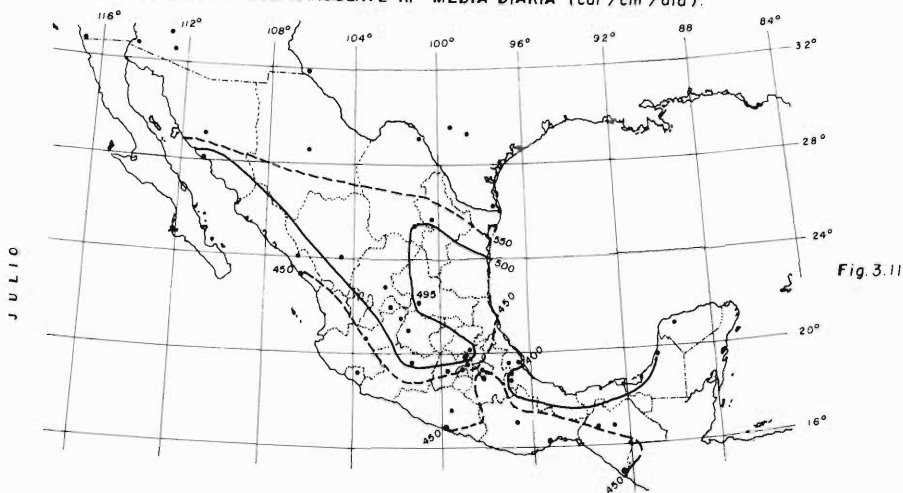


Fig. 3.10

RADIACION SOLAR INCIDENTE R_i MEDIA DIARIA (cal/cm²/día).



RADIACION SOLAR INCIDENTE R_i MEDIA DIARIA (cal /cm²/día).

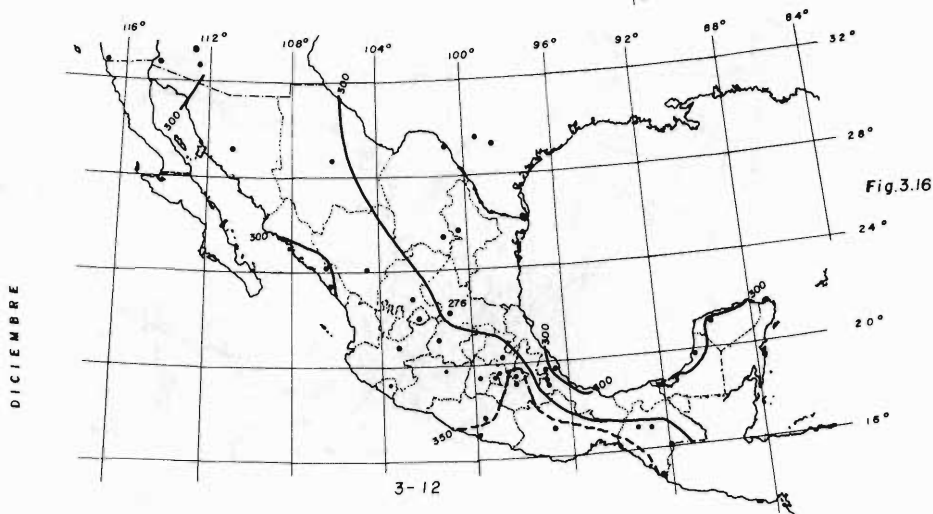
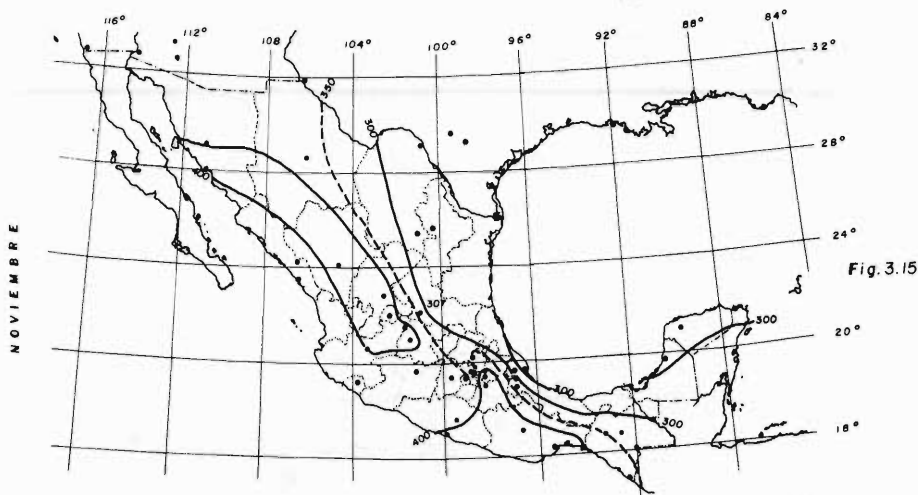
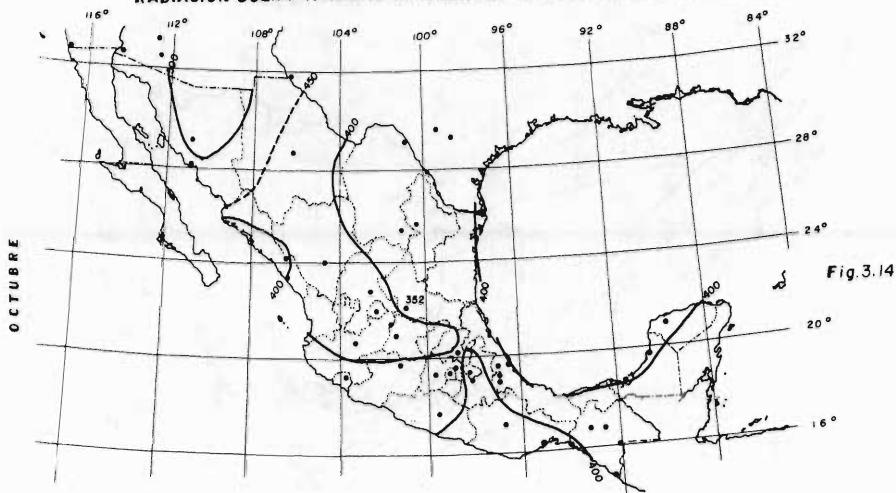
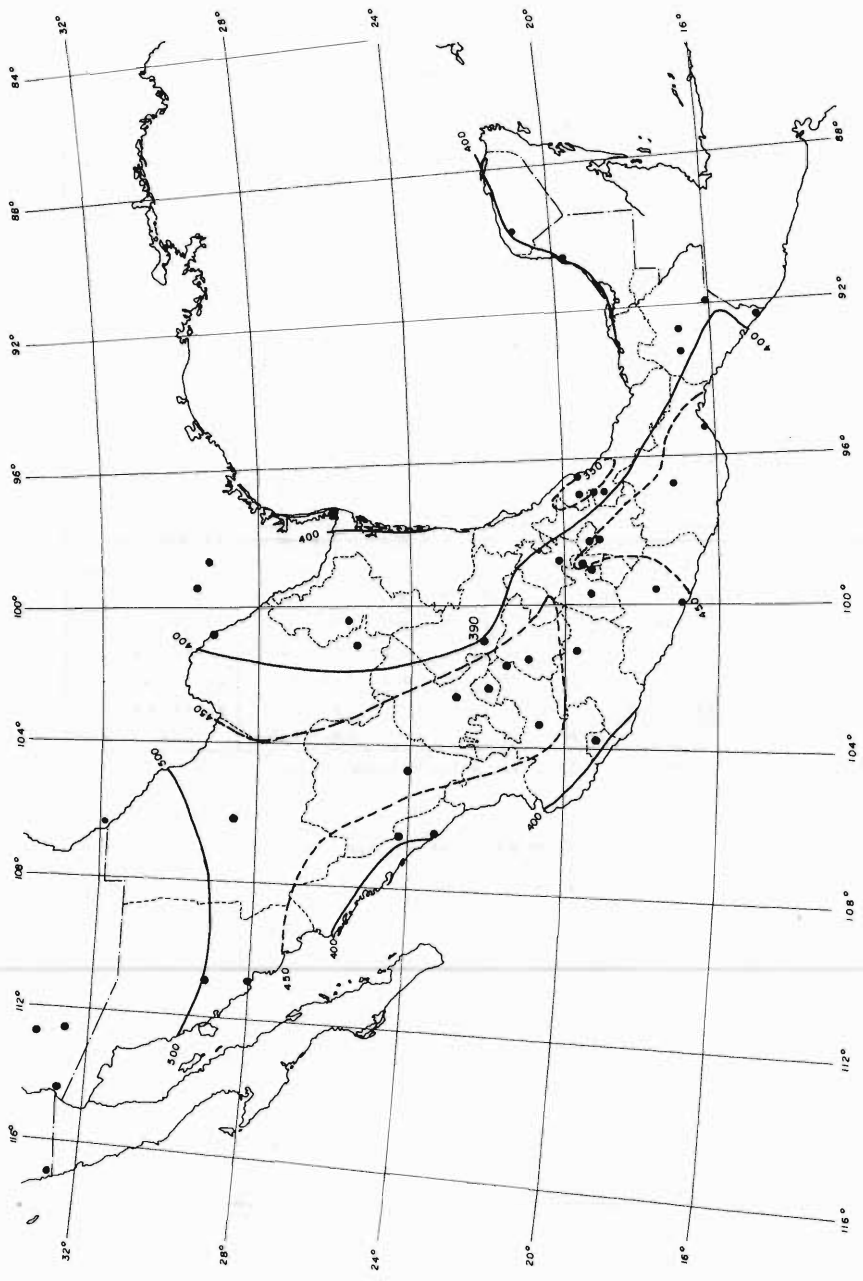


Fig. 3. 17
RADIACION SOLAR INCIDENTE RI MEDIA DIARIA (cal /cm²/día).
A N U A L



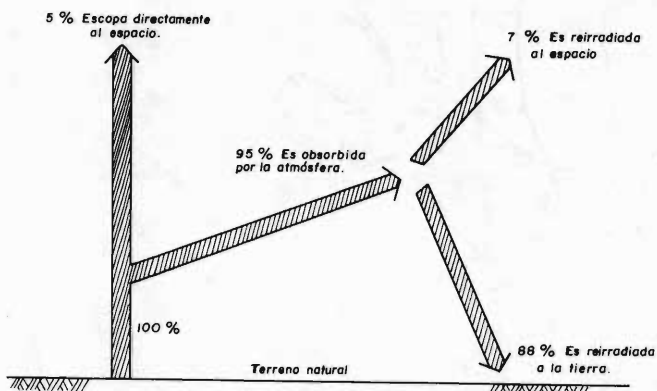
muestra en la Fig. 3.18 (12,3,17) de esta página, para las latitudes del hemisferio norte.

TABLA 3.5
VALORES DEL ALBEDO (r) MEDIO DIARIO PARA DIVERSAS
SUPERFICIES EVAPORANTES.

TIPO DE SUPERFICIE:	ALBEDO (r)	LOCALIDAD.	FUENTE.
Agua a temperatura < 30°C	0.02 — 0.06	Varias.	Diversas.
Agua a temperatura > 30°C	0.06 — 0.40	Varias.	Diversas.
Suelo desnudo húmedo.	0.11	Oeste de Europa.	J.L. Monteith (1959).
Suelo desnudo seco.	0.18	Oeste de Europa.	J.L. Monteith (1959).
Bosque de pino.	0.10 — 0.12	Oeste de Europa.	G. Szeicz y colab (1969).
Bosque de bambú.	0.12	Kenya.	EAAFRO.
Bosque de árboles de hoja perene.	0.14	Kenya.	EAAFRO.
Bosque tropical.	0.18	Kenya.	EAAFRO.
Piña.	0.05 — 0.08	Hawaii	J.H. Chong (1968).
Coñe de azúcar.	0.05 — 0.18	Hawaii	J.H. Chong (1968).
Té.	0.16	Kenya.	EAAFRO.
Popa.	0.15 — 0.27	Oeste de Europa.	Diversas.
Trigo y cereales.	0.10 — 0.25	Oeste de Europa.	J.L. Monteith (1959).
Maíz.	0.12 — 0.24	Norte América.	J.H. Chong (1968).
Remolacha azucarera.	0.14 — 0.25	Oeste de Europa.	J.L. Monteith (1959).
Césped verde.	0.26	Varias.	Diversas.
Césped seco.	0.19	Varias.	Diversas.
Algodón.	0.17 — 0.25	Varias.	Diversas.
Alfalfa.	0.19 — 0.25	Varias.	Diversas.
Lechuga.	0.22	Varias.	Diversas.
Vegetales verdes.	0.25	Norte América	J.L. Monteith (1959).

NOTA : EAAFRO : East African Agriculture and Forestry Journal.

Fig. 3.18
INTERCAMBIO DE RADIACION DE ONDA LARGA.



Debido a la dificultad para obtener mediciones de las componentes citadas, la radiación NETA de onda larga es bastante difícil de evaluar, por lo que varias fórmulas empíricas han sido desarrolladas para su estimación; la ecuación más amplia

mente utilizada es la debida a D. Brunt (1944), cuya deducción se encuentra en la referencia 12, página 3.18 y es la siguiente:

$$Rl = \sigma \left[T_s^4 - (A + B\sqrt{e_2}) T_2^4 \right] (1 - d \cdot C) \quad (3.4)$$

en la cual:

σ = constante de Stefan-Boltzmann, igual a $1.171 \cdot 10^{-7}$ cal/cm²/°K/dfa.

T_s = temperatura de la superficie terrestre o de la superficie libre del agua, - en °K.

T_2 = temperatura del aire a una altura de 2 metros, en °K.

e_2 = presión de vapor del aire (inciso 3.6.2) a una altura de 2 metros, en milibares.

A, B = coeficientes empíricos, los cuales varían geográficamente como se muestra - en la Tabla 3.6 (7,109) inferior.

C = nubosidad, en fracción decimal de cielo cubierto.

d = constante numérica que depende del tipo de nubes, con los valores siguientes: 0.25, 0.60 y 0.90, para nubes altas, medias y bajas, respectivamente - (ver inciso 3.8.4).

TABLA 3.6
VALORES EMPIRICOS DE LAS CONSTANTES A Y B
DE LA ECUACION DE D. BRUNT.

LUGAR	A	B
Washington, D.C., U.S.A.	0.44	0.061
Oklahoma, U.S.A.	0.68	0.036
California, U.S.A.	0.50	0.032
Francia.	0.60	0.042
Argelia.	0.48	0.058
Inglaterra.	0.53	0.065
India.	0.62	0.029
Austria.	0.47	0.063
Suecia.	0.43	0.082

Tomando en cuenta que el cociente n/N de la ecuación 3.2, es más fácil de obtener que el término $(1-d \cdot C)$ de la ecuación 3.4 y utilizando una sola temperatura, la - media del aire, la ecuación de Brunt se simplifica en la siguiente (7,109):

$$Rl = \sigma T^4 (0.56 - 0.0924 \sqrt{e_2}) (0.10 + 0.90 \frac{n}{N}) \quad (3.5)$$

estando, Rl en cal/cm²/dfa, T en °K y e_2 en milímetros de mercurio.

3.3.5 RADIACION NETA.

Por último, la radiación neta (R_n) recibida por una superficie de albedo r , será la porción de radiación global incidente que no es ni reflejada ni reirradiada a la atmósfera (7,109), esto es:

$$R_n = R_i (1 - r) - R_l \quad (3.6)$$

3.3.6 VARIACION DE LA RADIACION SOLAR.

Como la tierra gira alrededor del sol en una órbita elíptica, en uno de cuyos focos está el sol, la intensidad de la radiación varía inversamente al cuadrado de la distancia y entonces, se recibirá mayor o menor radiación que la constante solar al recorrer la órbita. Por otra parte, la forma de la tierra (esfera achatada en los polos) determina fuertes diferencias en la radiación que reciben las distintas zonas del planeta, ya que la radiación es tanto mayor cuanto más perpendiculares inciden los rayos solares sobre la superficie terrestre.

Finalmente, como el eje terrestre forma, con el plano de la órbita, un ángulo de $23^{\circ} 27'$, origina para los casos extremos (los polos), que la radiación recibida varíe de cero a un máximo superior a la radiación que llega al ecuador. Por ejemplo, para el polo norte, será nula la radiación recibida en el solsticio de invierno -- (22 de diciembre) y máxima en el solsticio de verano (22 de junio), debido a que no hay noche (3,26). Aunque en el solsticio de verano el polo norte recibe más radiación que el ecuador, este último recibe muchísimo más calor a lo largo del año, debido a la regularidad de sus días y noches. Lo anterior se puede apreciar en la Tabla 3.2 de la página 3-6.

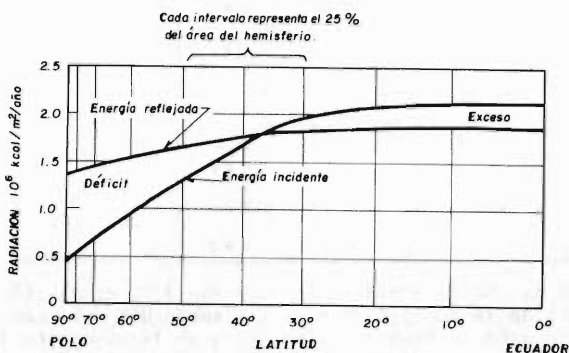
3.3.7 BALANCE DE CALOR.

Del total de radiación que llega a la atmósfera terrestre, aproximadamente el 32% es reflejada al espacio (principalmente por las nubes), como se ilustró en la Fig. 3.4 de la página 3-6. La porción de radiación que llega al suelo se transforma en calor y una buena parte de este calor es irradiado de nuevo a la atmósfera, mediante longitudes de onda más largas (infrarrojo invisible) que pueden ser retenidas por el vapor de agua, como se ilustró en la Fig. 3.18 de la página 3-14.

Lo anterior significa que el vapor atmosférico desempeña un papel de protección análogo al del cristal o plástico de un invernadero. Sin la atmósfera la Tierra tendría unas variaciones de temperatura semejantes a las de la Luna, durante el día -- de unos 100°C y en la noche de -150°C .

Sin embargo, a escala mundial, el balance de calor indica que la Tierra recibe en las regiones tropicales más radiación que la que emite y que en los polos es al -- contrario, como se indica en la Fig. 3.19 (25,89) siguiente.

Fig. 3.19



3.3.8 MEDICION DE LA RADIACION SOLAR.

Los aparatos que miden la radiación solar que llega al suelo se llaman PIRHELIOMETROS. Quizás el más común sea el pirheliómetro absoluto de Angstrom, que consta de una cinta de plata ennegrecida que se expone a los rayos solares y con las debidas precauciones para evitar que reciba calor de otras procedencias. El aparato tiene otra cinta idéntica protegida de los rayos solares, que puede calentarse eléctricamente, cuando las temperaturas de ambas cintas quedan igualadas, las cantidades de calor recibidas serán también iguales y como la energía suministrada por electricidad es conocida, la recibida del sol queda medida (14,301).

La insolación absoluta o sea el tiempo durante el cual el sol ha brillado en el -- cielo en el transcurso de un período determinado: un día, un mes o un año; es de -- bastante utilidad para realizar estimaciones de la radiación solar incidente, como se indicó en el inciso 3.3.2. Por otra parte, la llamada Insolación Relativa, o -- sea, la relación entre la insolación absoluta y el número de horas que el sol permaneció sobre el horizonte en el mismo período, es también útil para estimar la nu -- bosidad, ya que las interrupciones de la insolación se deben a la presencia de las

nubes.

La experiencia demuestra que si no existe una relación directa entre la nubosidad media de un día y su insolación relativa, sí existe una relación entre valores medios correspondientes a períodos grandes, por ejemplo, de un mes y entonces según Angot (14,217):

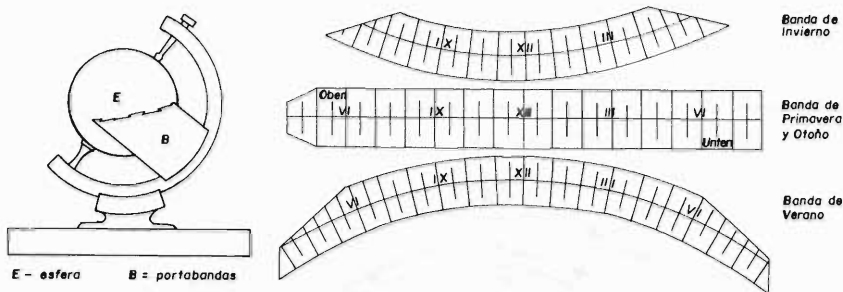
$$N = (100 - I) \quad (3.7)$$

donde, N designa la nubosidad media en % e I la insolación relativa en %.

Para medir la duración de la insolación se usa el HELIOGRAFO, siendo el más común el de Campbell-Stokes que consiste en una esfera de vidrio que actúa como lente con vergente en cualquier dirección que reciba los rayos solares. El foco se va a formar sobre una banda estrecha de cartulina ubicada concéntricamente con la esfera y sostenida por dos ranuras en un soporte apropiado. El citado soporte tiene tres tipos de ranuras, destinadas a tres sistemas de bandas que deben usarse según la época del año, para acomodarse a los desplazamientos del sol en su declinación. Lo anterior se ilustra en la Fig. 3.20 (14,219) siguiente.

Fig. 3.20

ESQUEMA Y BANDAS DEL HELIOGRAFO.



3.4 CIRCULACION GENERAL DE LA ATMOSFERA.

3.4.1 MODELO TEORICO DE CIRCULACION GENERAL.

El modelo teórico de circulación general de la atmósfera, también se puede denominar Circulación Térmica y considera a la Tierra como una esfera homogénea sin rotación. Entonces, debido a la distribución de temperaturas progresivamente decrecientes del ecuador a los polos (inciso 3.3.6), el aire del ecuador sería más caliente, se dilataría y se elevaría siendo remplazado por aire más frío y denso proveniente de las cercanías de los polos, con lo que se originarían vientos siguiendo los meridianos, con lo cual cada hemisferio funcionaría como una inmensa célula convectiva. Lo anterior se ilustra en la Fig. 3.21 de la página siguiente.

3.4.2 MODIFICACION DE LA CIRCULACION TEORICA.

La circulación térmica descrita en el inciso anterior es modificada debido a que - la Tierra gira de Oeste a Este a unos 1,670 Km/hr, considerando un punto en el ecuador, mientras que a los 60° de latitud se mueve a la mitad de dicha velocidad (18, 12). La rotación de la Tierra origina una fuerza desviadora llamada de Coriolis, - que origina que las trayectorias de los vientos se inclinen en la dirección NE-SO en el hemisferio norte y NO-SE en el hemisferio sur. Para mayores detalles sobre - este tema se sugiere consultar la referencia recomendada D.

Por otra parte, el aire caliente ascendente procedente del ecuador al llegar hacia los 30° de latitud ya se ha enfriado y desciende. En los polos se invierte el proceso y el aire frío que se aleja del polo se calienta hacia los 60° de latitud y - asciende. En el espacio que queda entre los 30° y los 60° de latitud, se encuentra

un aire menos frío que el de más al norte (hemisferio septentrional) y menos cálido que el que se encuentra al sur; por lo cual se comporta como aire caliente y ascenderá en los 60° y en su borde sur será aire frío que descenderá, favoreciendo las descendencias de los 30° (3,38). Lo anterior se muestra en la Fig. 3.22, observándose que la gran célula convectiva de la Fig. 3.21 se ha dividido en tres.

Fig. 3.21
CIRCULACION TEORICA GENERAL SI LA TIERRA FUERA INMOVIL Y SU SUPERFICIE HOMOGENEA.

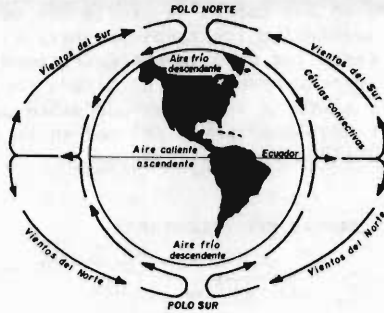
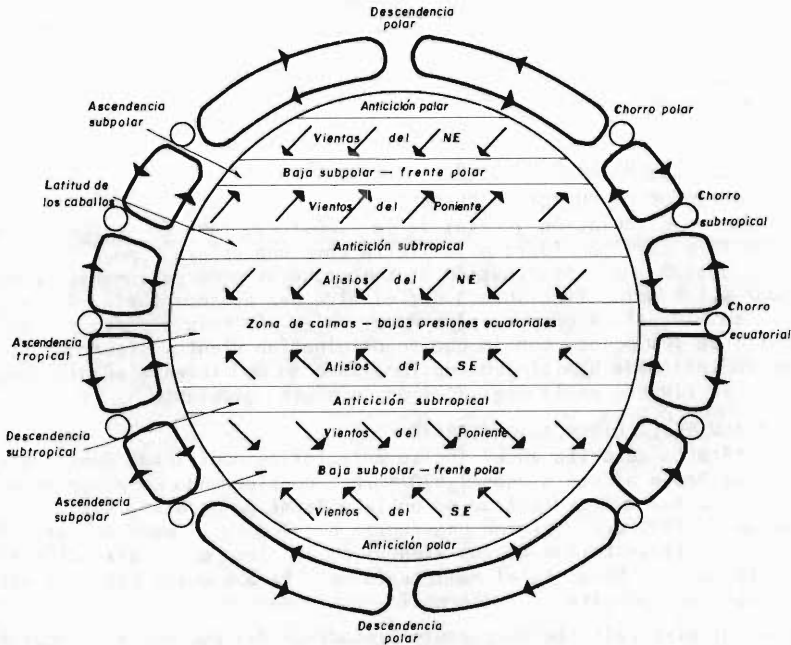


Fig. 3.22
MODELO DE LA CIRCULACION GENERAL DE LA ATMOSFERA



Del esquema de la circulación general de la atmósfera, se puede deducir una consecuencia que indica que el aire se mueve de las zonas de alta presión, denominadas Anticiclones, a las de baja presión, llamadas Ciclones o Borrascas.

3.4.3 CORRIENTES EN CHORRO.

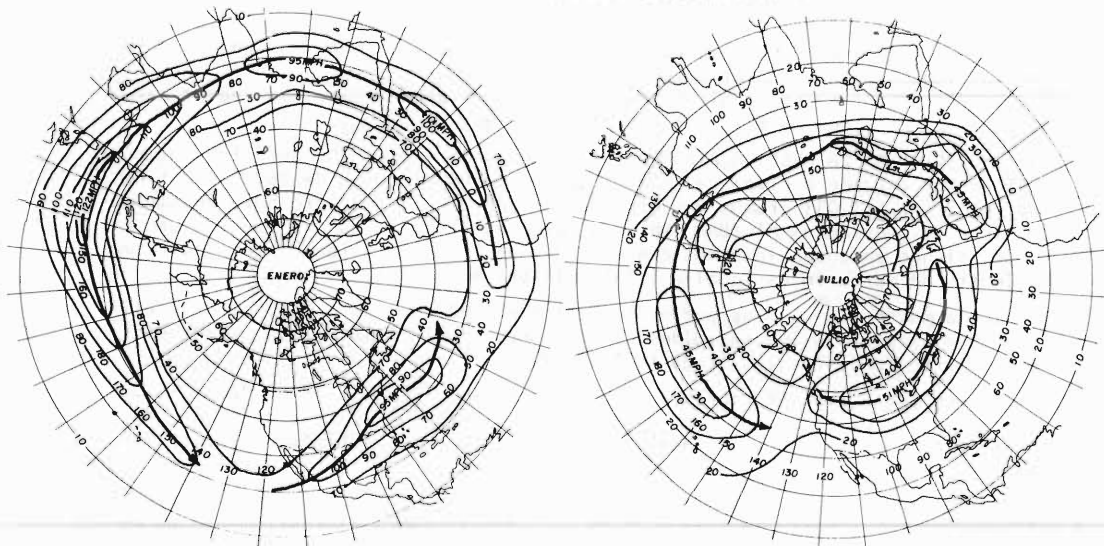
Cuando en la II Guerra Mundial volaron los primeros aviones a alturas de unos 10 - Km, se descubrió la presencia de fortísimos vientos de Oeste que frenaban a los aviones, a tales vientos de les llamó JET STREAM o Corriente en Chorro (3,85).

Las corrientes en chorro son como unos ríos de viento muy fuerte que rodean a la Tierra, tienen la forma de un enorme tubo achatado, de unos 7 Km de altura y hasta 500 Km de ancho, la velocidad aumenta hacia su centro interior, alcanzando, en el eje los 490 Km/hr (18,13).

En cada hemisferio existen dos corrientes en chorro: el chorro polar y el chorro subtropical, que separan, respectivamente, el aire frío, aire templado y aire caliente. La topografía adecuada para poner de manifiesto la corriente en chorro es la de 300 milibares (ver inciso 3.5.1), en donde las curvas isobaras tienen un pronunciado ceñimiento y el eje del chorro coincide con el viento máximo. En la Fig. 3.23 (25,272) siguiente se muestra la localización promedio de la corriente en chorro en el hemisferio norte.

Fig. 3.23

LOCALIZACION MEDIA DE LA CORRIENTE EN CHORRO EN EL HEMISFERIO NORTE (J. Namias y P. F. Clapp, 1949).



EN INVIERNO

EN VERANO

3.4.4 SISTEMAS MIGRATORIOS.

Las características promedio de la circulación general vista en los últimos dos incisos, en cualquier instante pueden ser distorsionadas o desplazadas por los denominados Sistemas Migratorios, que se han clasificado como Ciclonas y Anticiclonas. Un CICLON es una zona más o menos circular de baja presión atmosférica en la cual los vientos soplan en sentido contrario a las manecillas del reloj en el hemisferio norte. Los ciclones tropicales se forman en las latitudes bajas y pueden convertirse en Huracanes con vientos que sobrepasan los 120 Km/hr y abarcando áreas de hasta 300 Km de diámetro. Los ciclones extratropicales se forman generalmente en las fronteras de las masas de aire caliente y frío; estos ciclones suelen ser más grandes que los ciclones tropicales (18,16). En el inciso 3.9 se aborda con mayor detalle la descripción de las perturbaciones citadas (ciclones y anticiclones).

3.4.5 CIRCULACION ATMOSFERICA GENERAL EN LA REPUBLICA MEXICANA.

La República Mexicana se encuentra dentro de las zonas tropical y subtropical del hemisferio norte, por lo cual su parte sur está dentro de la zona de los vientos - alisios y su porción norte dentro de la faja subtropical de alta presión, a lo largo de la cual se encuentran los anticiclones oceánicos del Atlántico norte y Pacífico norte (11,8).

Durante la época caliente del año, la zona subtropical de alta presión se desplaza hacia el norte y entonces todo el país queda bajo la influencia de los vientos alisios, que recogen la humedad del Golfo de México. Durante el verano y otoño llegan los ciclones tropicales que afectan el clima del país debido a que sus trayectorias corren paralelas a las costas o se internan en el territorio nacional.

En cambio, durante la época fría, la faja subtropical y la zona de los alisios se desplazan hacia el sur, dominando entonces los vientos del oeste en el norte y Altiplanicie Mexicana. Estos vientos son mucho menos húmedos que los alisios e imprimen al aire la sequedad característica que ocurre durante el invierno en nuestro país. Además los vientos del oeste traen consigo, algunas perturbaciones propias de las latitudes medias como vórtices fríos y depresiones ciclónicas (11,9).

3.5 PRESION ATMOSFERICA Y VIENTOS.

3.5.1 PRESION ATMOSFERICA.

3.5.1.1 ORIGEN. El aire, como cualquier otro cuerpo, pesa y se llama Presión Atmosférica en un lugar determinado, al peso del aire que gravita sobre una unidad de área de tal lugar. La presión atmosférica varía para un mismo sitio con la naturaleza de las diferentes capas de aire que gravitan sobre dicho lugar, ya que el aire caliente pesa menos que el frío y el húmedo menos que el seco (9,29).

3.5.1.2 MEDICION DE LA PRESION ATMOSFERICA. La llamada Presión Atmosférica Normal o Estándar corresponde a nivel del mar y equivale a una columna de 760 milímetros de mercurio, o sea 1.033 gramos por centímetro cuadrado. En Meteorología se emplea como unidad de presión el MILIBAR (mb) equivalente a 1,000 dinas por centímetro cuadrado, siendo entonces la atmósfera estándar de 1,013.2 milibares, es decir que, un milímetro de mercurio es igual a 1.3332 milibares (22,75).

La presión atmosférica se mide por medio de los BAROMETROS, en la actualidad utilizados los de mercurio y los aneroides, los primeros son refinamientos mecánicos del experimento de E. Torricelli de 1643 (22,77).

Las presiones medidas a diferentes altitudes se deben referir a nivel del mar, para posteriormente elaborar los mapas de tiempo y dibujar las curvas de igual presión, o ISOBARAS, cuya forma es indicativa de los principales fenómenos atmosféricos, como se indica en el inciso 3.5.1.4 .

3.5.1.3 VARIACION DE LA PRESION ATMOSFERICA. La presión atmosférica se reduce con la altura, ya que es menor la capa de aire que gravita sobre el instrumento de medida. El descenso aproximado de la presión es de un milibar por cada 9 metros -- cerca de la superficie terrestre, sin embargo, es dependiente de la temperatura y presión.

La International Commission for Air Navigation ha propuesto la siguiente fórmula - para evaluar la presión atmosférica con la altitud, siendo válida hasta los 12,000 metros de altura (31,60), ésta es:

$$p = 1,013.2 \left(\frac{288 - 0.0065 \cdot Z}{288} \right)^{5.256} \quad (3.8)$$

estando p en milibares y Z (altitud) en metros.

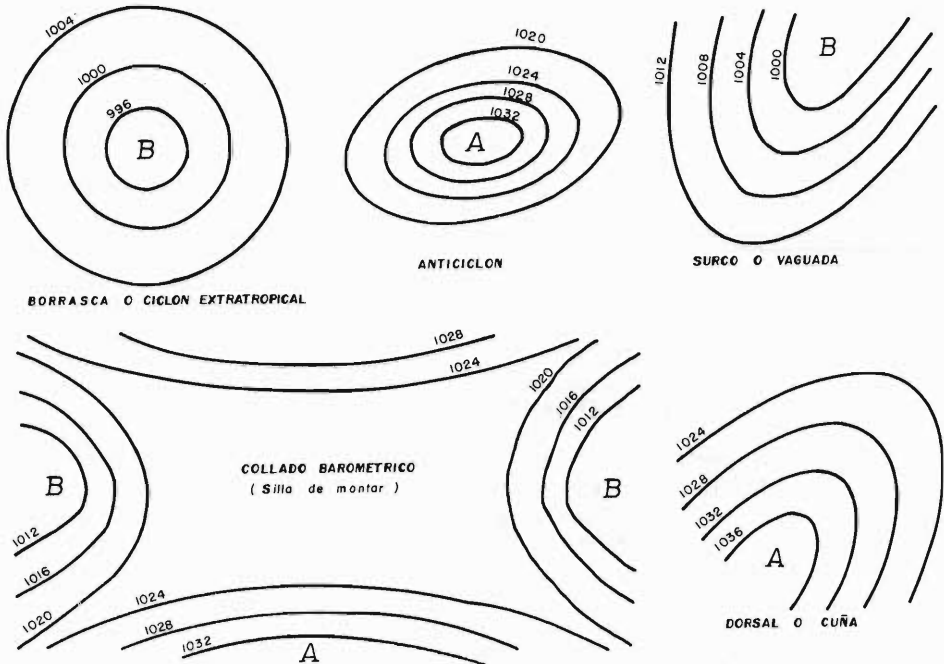
Una fórmula más elaborada que permite obtener la variación de altura ($h_2 - h_1$) entre dos niveles de presión (p_1 y p_2) con sus respectivas temperaturas (t_1 y t_2), - fue deducida por S. Palmieri (1976) a través de la ley de los Gases y es la siguiente (24,10):

$$h_2 - h_1 = 67.2885 \left(273.16 + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) \log (p_1/p_2) \quad (3.9)$$

3.5.1.4 FORMACIONES ISOBARICAS. Para confeccionar un mapa de tiempo, se dibujan sobre cada punto del mapa que corresponde al sitio de observación, la presión, viento, temperatura, punto de rocío, lluvia, etc. A continuación se trazan las líneas llamadas isobaras que unen puntos de igual presión atmosférica, tales líneas suelen formar un dibujo coherente en el que destacan las Formaciones Isobáricas siguientes: Ciclones o Borrascas, Anticiclones, Vaguadas, Dorsales y el Collado Barométrico, dichas formaciones o estructuras se ilustran en la Fig. 3.24 (3,72) siguiente.

Fig. 3.24

PRINCIPALES ESTRUCTURAS BAROMETRICAS



3.5.2 VIENTOS.

3.5.2.1 IMPORTANCIA. El VIENTO es el aire en movimiento y se debe al desigual calentamiento y enfriamiento de la superficie terrestre. Los vientos transportan energía y vapor de agua a través de la atmósfera. En el proceso de evaporación el viento lleva calor y vapor de agua hacia la superficie evaporante o hacia fuera de la misma. El viento es una componente esencial de las tormentas, en las cuales está relacionado con el abastecimiento de humedad, el modelo de tormenta y el propio proceso de precipitación (31,51).

3.5.2.2 CLASIFICACION DE LOS VIENTOS. Atendiendo a su regularidad los vientos se clasifican de la manera siguiente (9,30):

Vientos Persistentes:
 Locales.
 Regionales.
 Globales.

Vientos Episódicos:
 Depresiones o Borrascas.
 Anticiclones.

Los vientos persistentes locales son originados por el intercambio del aire entre

dos zonas próximas, son ejemplos, las brisas del mar y montaña, que son de variación diaria. Los vientos persistentes regionales se deben al intercambio de grandes masas de aire que afectan enormes extensiones de terreno, unos son de variación estacional (monzón) y otros más o menos periódicos. Los vientos persistentes globales ya fueron descritos en el inciso 3.4 y comprenden a los originados por la circulación general de la atmósfera.

Por último, los vientos episódicos, se forman esporádicamente y se desplazan como masas de aire giratorio, por ello fueron citados en el inciso 3.4.4 como sistemas migratorios; serán descritos con mayor detalle posteriormente.

3.5.2.3 DIRECCION DEL VIENTO (VIENTO GEOSTROFICO). Al dibujar un mapa de tiempo se observa que el viento no es perpendicular a las isobaras, sino que forma un pequeño ángulo y más bien, casi es paralelo. Lo anterior se debe a la rotación de la Tierra, es decir, a la fuerza desviadora de Coriolis. Para mayores detalles sobre este tema se sugiere consultar la referencia recomendada D. En general, las fuerzas que determinan la velocidad y dirección del viento son (31,52):

- a) Fuerza de Presión (p), proporcional al gradiente:

$$p = (1/\rho) (\Delta p / \Delta x) \quad (3.10)$$

ρ = densidad del aire, en Kg-seg²/m⁴

Δp = presión, en Kg/m²

Δx = distancia normal entre isobaras, en metros.

- b) La fuerza de Coriolis debida a la rotación de la Tierra o fuerza Geostrofica (G), expresada por:

$$G = 2 \cdot v \cdot \omega \cdot \text{sen} \phi \quad (3.11)$$

v = velocidad del viento, en m/seg

ω = velocidad de rotación de la Tierra, igual a 0.000073 rad/seg (6,7.12).

ϕ = latitud, en grados.

- c) Fuerza desarrollada a través del aire en movimiento en un modelo curvo, fuerza centrífuga o ciclostrófica (C), igual a:

$$C = v^2 / r \quad (3.12)$$

r = radio de curvatura de las isobaras, en metros.

- d) Finalmente la fuerza de fricción, que depende de la naturaleza de la superficie. Arriba de los 600 metros es bastante pequeña y el viento es determinado por las otras fuerzas.

Cuando se ignoran las fuerzas de fricción y las isobaras son aproximadamente rectas, la fuerza de presión equilibra a la de Coriolis, entonces se obtiene la Ley de Buys-Ballot que define el viento geostrofico, que tiene la misma dirección que las isobaras y es igual a (31,53):

$$v = \frac{1}{2 \cdot \rho \cdot \omega \cdot \text{sen} \phi} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad (3.13)$$

El efecto de la fuerza desviadora de Coriolis actúa constantemente y acumulativamente, de manera que si el recorrido del viento es bastante largo, éste toma la dirección perpendicular a la del gradiente de presión; lo anterior explica porqué los vientos locales de breve recorrido y los de las latitudes bajas, no se desvían (30,73).

3.5.2.4 VARIACION DEL VIENTO CON LA ALTURA. En las capas superficiales, la rugosidad y variaciones de la superficie, así como la estabilidad del aire crean barreras físicas y térmicas al movimiento del aire y modifican su trayectoria (31,55). Los vientos superficiales terrestres tienen una velocidad promedio cercana al 40% de la velocidad del aire en la capa inmediata a la de fricción (arriba de los 600 metros) y los vientos superficiales sobre el mar llegan a un 70% del valor en la capa atmosférica no perturbada (18,34).

La variación de la velocidad del viento con la altura, o PERFIL DE VIENTO, en la -

capa de fricción, se expresa generalmente por un perfil logarítmico o por un perfil de ley exponencial. Para el primer caso, la velocidad promedio del viento \bar{v}_2 a una altura intermedia z_2 , cuando las velocidades promedio \bar{v}_1 y \bar{v}_3 a alturas z_1 y z_3 son conocidas, es igual a (18,35):

$$\bar{v}_2 = \bar{v}_3 - (\bar{v}_3 - \bar{v}_1) \frac{\ln(z_3/z_2)}{\ln(z_3/z_1)} \quad (3.14)$$

El perfil de ley exponencial se expresa como:

$$\bar{v} = \bar{v}_1 (z/z_1)^k \quad (3.15)$$

en donde, \bar{v} es la velocidad promedio buscada a la altura z y \bar{v}_1 es la velocidad promedio conocida a la altura z_1 y k es un exponente que fluctúa entre 0.1 y 0.6, en función de la rugosidad de la superficie y de la estabilidad atmosférica (18,35). Sin embargo, es frecuente aceptar un valor de $k = 0.143$ para condiciones medias y alturas menores a 10 metros (31,55).

3.5.2.5 MEDICION DEL VIENTO. El viento tiene dirección y sentido, así como magnitud (velocidad). La dirección del viento se designa por el correspondiente rumbo en la rosa de los vientos, que indica la Veleta o ANEMOSCOPIO.

La velocidad del viento se mide por medio de los ANEMOMETROS de los cuales los más utilizados son los siguientes:

- 1) Anemómetro de tres o cuatro copas, con eje vertical, es quizás el más empleado, sin embargo, tiene algunas desventajas, como por ejemplo, las corrientes verticales producidas por la turbulencia del viento tienden a hacer rotar las copas aumentando las velocidades horizontales reales, por otra parte, se ha observado que las copas se aceleran más rápido de lo que pueden desacelerar; finalmente, estos anemómetros no registran velocidades inferiores a 0.5 m/seg debido a la fricción estática (18,33).
- 2) Anemómetros de Hélice, que tienen eje de rotación horizontal.
- 3) Anemómetros de Tubo de Presión, los cuales funcionan de acuerdo al principio del tubo de pitot.

3.6 HUMEDAD ATMOSFERICA.

3.6.1 EL AGUA EN LA ATMOSFERA.

El agua en la atmósfera se presenta en sus tres estados: sólido, líquido y gaseoso, formando, respectivamente, cristales de hielo en las nubes altas o cirrus, diminutas gotas en las otras nubes y vapor de agua.

El vapor de agua contenido en la atmósfera proviene de la evaporación que se produce en los océanos y las aguas continentales. La evaporación es el proceso por el cual el agua en estado líquido se convierte en vapor y el proceso inverso se denomina Condensación. La evaporación toma calor del líquido que se evapora o de los cuerpos que le rodean, enfriándolos, mientras que la condensación cede ese mismo calor.

Entonces, se llama Calor Latente de Evaporación a la cantidad de calor absorbida por unidad de masa de una sustancia al pasar del estado líquido al gaseoso sin cambiar su temperatura.

El calor latente de evaporación (H_v) en calorías por gramo de agua varía con la temperatura (T) y puede estimarse con precisión por medio de alguna de las expresiones siguientes:

para temperaturas de hasta 40°C, por medio de la ecuación citada por R.K. Linsley, M.A. Kohler y J.L.H. Paulhus (18,27):

$$H_v = 597.3 - 0.564 T \quad (3.16)$$

o bien, por la ecuación propuesta por G. Remenieras (26,273):

$$H_v = 594.9 - 0.510 T \quad (3.17)$$

Como complemento conviene citar los procesos de Fusión y Sublimación, el primero - como el paso de sólido a líquido y el segundo, para el paso directo de sólido a gas.

3.6.2 PRESION DE VAPOR.

Como se indicó en el inciso 3.2.1, la atmósfera es una mezcla de gases, en la cual cada gas ejerce su 'presión parcial' independiente de los otros gases. La humedad atmosférica es expresada en términos de la presión parcial ejercida por el vapor de agua (e), cuya unidad de medida es el milibar o el milímetro de mercurio.

Con fines prácticos, se puede admitir que la cantidad máxima de vapor de agua que puede contener un volumen definido de aire es función de la temperatura y es independiente de la coexistencia de otros gases. Entonces, cuando el aire húmedo contiene la máxima cantidad de vapor de agua para una temperatura determinada, se dice que está Saturado y la presión correspondiente (e_s) se denomina PRESION DE VAPOR DE SATURACION, cuyos valores se tienen tabulados en la Tabla 3.7 (32,8) siguientes para diversas temperaturas.

T A B L A 3 7
PRESION DE VAPOR DE SATURACION (e_s), EN MILIMETROS DE MERCURIO.

T	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	T
-10	2.15										-10
-9	2.32	2.50	2.29	2.27	2.26	2.24	2.22	2.21	2.19	2.17	-9
-8	2.51	2.49	2.47	2.45	2.43	2.41	2.40	2.38	2.36	2.34	-8
-7	2.71	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.59	2.57	2.55	2.53	-7
-6	2.93	2.91	2.89	2.86	2.84	2.82	2.80	2.77	2.75	2.73	-6
-5	3.16	3.14	3.11	3.09	3.06	3.04	3.01	2.99	2.97	2.95	-5
-4	3.41	3.39	3.37	3.34	3.32	3.29	3.27	3.24	3.22	3.18	-4
-3	3.67	3.64	3.62	3.59	3.57	3.54	3.52	3.49	3.46	3.44	-3
-2	3.97	3.94	3.91	3.88	3.85	3.82	3.79	3.76	3.73	3.70	-2
-1	4.26	4.23	4.20	4.17	4.14	4.11	4.08	4.05	4.03	4.00	-1
0	4.58	4.55	4.52	4.49	4.46	4.43	4.40	4.36	4.33	4.29	0
0	4.58	4.62	4.65	4.69	4.71	4.75	4.78	4.82	4.86	4.89	0
1	4.92	4.96	5.00	5.03	5.07	5.11	5.14	5.18	5.21	5.25	1
2	5.29	5.33	5.37	5.40	5.44	5.48	5.53	5.57	5.60	5.64	2
3	5.68	5.72	5.76	5.80	5.84	5.89	5.93	5.97	6.01	6.06	3
4	6.10	6.14	6.18	6.23	6.27	6.31	6.36	6.40	6.45	6.49	4
5	6.54	6.58	6.54	6.68	6.72	6.77	6.82	6.86	6.91	6.96	5
6	7.01	7.06	7.11	7.16	7.20	7.25	7.31	7.36	7.41	7.46	6
7	7.51	7.56	7.61	7.67	7.72	7.77	7.82	7.88	7.93	7.98	7
8	8.04	8.10	8.15	8.21	8.26	8.32	8.37	8.43	8.48	8.54	8
9	8.61	8.67	8.73	8.78	8.84	8.90	8.96	9.02	9.08	9.14	9
10	9.20	9.26	9.33	9.39	9.46	9.52	9.58	9.65	9.71	9.77	10
11	9.84	9.90	9.97	10.03	10.10	10.17	10.24	10.31	10.38	10.45	11
12	10.52	10.58	10.66	10.72	10.79	10.86	10.93	11.00	11.08	11.15	12
13	11.23	11.30	11.38	11.45	11.53	11.60	11.68	11.76	11.83	11.91	13
14	11.98	12.06	12.14	12.22	12.29	12.38	12.46	12.54	12.62	12.70	14
15	12.78	12.86	12.95	13.03	13.11	13.20	13.28	13.37	13.45	13.54	15
16	13.63	13.71	13.80	13.90	13.99	14.08	14.17	14.28	14.35	14.44	16
17	14.53	14.62	14.71	14.80	14.90	14.99	15.09	15.17	15.27	15.38	17
18	15.46	15.56	15.66	15.76	15.86	15.96	16.06	16.16	16.26	16.36	18
19	16.46	16.57	16.68	16.79	16.90	17.00	17.10	17.21	17.32	17.43	19
20	17.53	17.64	17.75	17.86	17.97	18.08	18.20	18.31	18.43	18.54	20
21	18.65	18.77	18.88	19.00	19.11	19.23	19.35	19.46	19.58	19.70	21
22	19.82	19.94	20.06	20.19	20.31	20.43	20.58	20.69	20.80	20.93	22
23	21.05	21.19	21.32	21.45	21.58	21.71	21.84	21.97	22.10	22.23	23
24	22.27	22.50	22.63	22.76	22.91	23.05	23.19	23.31	23.45	23.60	24
25	23.75	23.90	24.03	24.20	24.35	24.49	24.64	24.79	24.94	25.08	25
26	25.31	25.45	25.60	25.74	25.89	26.03	26.18	26.32	26.46	26.70	26
27	26.74	26.90	27.05	27.21	27.37	27.53	27.69	27.85	28.00	28.16	27
28	28.32	28.49	28.66	28.83	29.00	29.17	29.34	29.51	29.68	29.85	28
29	30.03	30.20	30.38	30.56	30.74	30.92	31.10	31.28	31.46	31.64	29
30	31.82	32.00	32.19	32.38	32.57	32.76	32.95	33.14	33.33	33.52	30
T	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	T

NOTA 1. Los valores negativos de T se refieren a condiciones sobre el hielo.

NOTA 2. 1 mm. de mercurio = 1.3332 milibares.

Respecto a la presión parcial de vapor (e), ésta puede ser estimada en base a la -

presión atmosférica y a las temperaturas de bulbo seco y bulbo húmedo (ver psicrómetro, en el inciso 3.6.5), según ecuaciones empíricas propuestas para el psicrómetro de aspiración y el tipo honda (31,43), éstas son:

para el psicrómetro de aspiración o tipo Assmann:

$$e = e_{sh} - 0.00066 p (t_s - t_h)(1 + 0.00115 t_h) \quad (3.18)$$

para el psicrómetro de honda con $t_h > 0^\circ\text{C}$:

$$e = e_{sh} - 0.000787 p (t_s - t_h)(1 + 0.00164 t_h) \quad (3.19)$$

siendo:

e = presión de vapor, en milibares.

e_{sh} = presión de vapor de saturación para la temperatura de bulbo húmedo, en milibares, se obtiene en la Tabla 3.7 de la página anterior.

p = presión atmosférica, en milibares.

t_s = temperatura de bulbo seco, en $^\circ\text{C}$.

t_h = temperatura de bulbo húmedo, en $^\circ\text{C}$.

Conviene mencionar que el peso específico del vapor de agua es 0.622 veces el del aire seco a igual temperatura y presión, por lo cual el aire húmedo es más liviano que el seco (18,27).

Por otra parte, la temperatura a la cual un volumen específico de aire se satura - al enfriarlo a presión constante y con un contenido de vapor de agua también constante, se llama PUNTO DE ROCÍO, T_d (18,28). El punto de rocío T_d es por lo tanto, la temperatura de saturación correspondiente a la cantidad de vapor actual (14,---231); entonces, la Tabla 3.7 de la página anterior, utilizada a la inversa proporcionará el punto de rocío, pues a cada tensión se vapor corresponde una temperatura saturante (14,233).

Quando se conoce la humedad relativa (H.R.), que se describe en el siguiente inciso, la temperatura de punto de rocío T_d , puede ser estimada con un error del orden de 0.3°C , cuando la temperatura ambiente fluctúa entre -40 y 50°C , por medio de - la fórmula siguiente (18,28):

$$T - T_d = (14.55 + 0.114 T) X + [(2.5 + 0.007 T) X]^3 + (15.9 + 0.117 T) (X)^{14} \quad (3.20)$$

en donde, T es la temperatura ambiente en $^\circ\text{C}$ y X es igual a:

$$X = 1.00 - \frac{\text{H.R.}}{100} \quad (3.21)$$

3.6.3 HUMEDAD RELATIVA Y OTROS PARAMETROS.

El vapor de agua contenido en la atmósfera se expresa a través de diversos términos, como son:

HUMEDAD ABSOLUTA (ρ_w): es la masa de vapor de agua contenida en un volumen (de mezcla) determinado y a una temperatura dada, es equivalente al peso específico del vapor de agua (26,27) y se expresa en gramos por metro cúbico.

HUMEDAD ESPECÍFICA (q_h): es la masa del vapor de agua por unidad de masa de aire húmedo, se expresa en gramos por kilogramo (18,29):

$$q_h = 622 \frac{e}{p - 0.378 e} \quad (3.22)$$

siendo, e la presión de vapor y p la presión total del aire, ambas en milibares.

RELACION O COCIENTE DE MEZCLA (r_m): es la masa de vapor de agua por unidad de masa de aire perfectamente seco en una mezcla húmeda, se expresa comúnmente en gramos - por kilogramo de aire seco y su fórmula es:

$$r_m = 622 \frac{e}{p - e} \quad (3.23)$$

La humedad específica (q_h) y la relación de mezcla (r_m) difieren poco numéricamente y su relación está dada por la ecuación siguiente (31,46):

$$q_h = \frac{1,000 r}{1,000 + r} \quad (3.24)$$

HUMEDAD RELATIVA (H.R.): es la medida más común del grado de saturación para una temperatura dada. Es el cociente en porcentaje entre la cantidad de humedad presente y la necesaria para saturar el aire a la temperatura dada, entonces es igual al porcentaje que representa la presión de vapor real (e) de la presión de vapor de saturación (e_s), es decir (31,43):

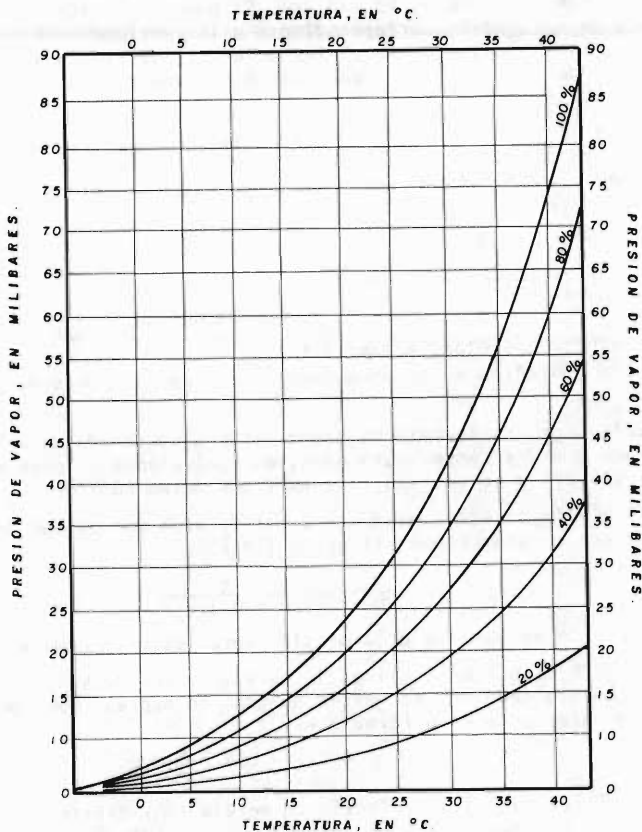
$$H.R. = \frac{e}{e_s} 100 \quad (3.25)$$

La humedad relativa también puede estimarse a partir de las temperaturas del aire (T) y de punto de rocío (T_d), por medio de la expresión siguiente (19,28):

$$H.R. = \left[\frac{112 - 0.1 T + T_d}{112 + 0.9 T} \right]^8 (100) \quad (3.26)$$

Por último, en la Fig. 3.25 (31,42) siguiente, se muestra la variación de la presión de vapor de saturación con la temperatura y los porcentajes de saturación o humedad relativa.

Fig. 3.25
VARIACION DE LA PRESION DE VAPOR CON LA TEMPERATURA Y EL PORCENTAJE DE SATURACION.



EJEMPLO 3.1:

En la estación meteorológica del aeropuerto de la ciudad de San Luis Potosí, el día 10. de julio de 1982 a las 17 horas, se tomaron las temperaturas de bulbo húmedo y bulbo seco en un psicrómetro tipo Assmann, los valores obtenidos fueron 16.4 y 18.3 °C, respectivamente.

Se pide estimar la humedad relativa y la temperatura de punto de rocío, sabiendo que la altitud de la estación meteorológica es de 1,859 metros.

DESARROLLO: Primeramente se estima la presión parcial de vapor (e), por medio de la ecuación 3.18, esto es:

$$t_s = 18.3 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

$$t_h = 16.4 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

$$e_{sh} = 13.99 \text{ mm de mercurio} = 18.65 \text{ mb (según Tabla 3.7 de la página 3-24).}$$

altitud = 1,859 metros, entonces aplicando la ecuación 3.8 se obtiene:

$$p = 1,013.2 \left[\frac{288 - 0.0065(1,859)}{288} \right]^{5.256} = 808.8 \text{ mb}$$

$$e = 18.65 - 0.00066(808.8)(18.3 - 16.4) [1 + 0.00115(16.4)] = 17.617 \text{ mb}$$

$$\therefore e = 17.62 \text{ mb}$$

ahora aplicando la ecuación 3.25 se obtiene la humedad relativa (H.R.) buscada:

$$\text{H.R.} = \frac{e}{e_s} = \frac{17.62}{21.01} = 0.839 \quad \therefore \text{H.R.} = 83.9\%$$

$$e_s = e_{ss} = 15.76 \text{ mm de mercurio} = 21.01 \text{ mb (según Tabla 3.7 de la página 3-24).}$$

Finalmente, a través de la ecuación 3.20 se estima el valor de la temperatura de punto de rocío (Td) buscada, esto es:

primeramente se determina el valor del parámetro X por medio de la ecuación 3.21:

$$X = 1.00 - \frac{83.9}{100} = 0.161$$

$$18.3 - T_d = (14.55 + 2.0862)(0.161) + [(2.5 + 0.1281)(0.161)]^3 + (15.9 + 2.1411)(0.161)^4 =$$

$$18.3 - T_d = 2.7542 \quad \therefore \quad \underline{T_d = 15.5 \text{ } ^\circ\text{C.}}$$

Para comprobar el orden de magnitud de las estimaciones de humedad relativa y temperatura de punto de rocío, o bien, para realizar estimaciones rápidas de tales parámetros, se pueden emplear la Tabla 3.8 (18,376) de la página siguiente y la Tabla 3.9 (18,378) de la página 3-29.

Como complemento se estima la humedad específica (q_h) igual a:

$$q_h = 622 \frac{17.617}{808.8 - 0.378(17.617)} = 13.66 \text{ gr/Kg}$$

3.6.4 AGUA PRECIPITABLE.

Una medida conveniente del contenido de vapor de agua de una columna de aire es la llamada AGUA PRECIPITABLE (W_p), que equivale al tirante en milímetros que resultaría de la condensación y precipitación de todo el vapor de agua contenido en la columna de aire. A pesar de que no existe en la naturaleza un proceso capaz de precipitar toda la humedad de una capa de aire, el concepto es muy útil al aplicar los modelos de tormenta y en la maximización de tormentas, como se verá posteriormente.

El agua precipitable de una columna de aire se calcula por incrementos de presión o de altura a partir de la superficie, teniendo como datos las humedades específicas y las presiones a diversas alturas. La fórmula es (31,147):

$$W_p = 0.010 \int_{P_z}^{P_o} \bar{q}_h dp = \sum 0.01 \bar{q}_h \Delta p \quad (3.27)$$

siendo, p la presión atmosférica en milibares y \bar{q}_h la humedad específica media de los valores medidos al inicio y al final de cada capa o intervalo.

TABLA 3.8
 VARIACION DE LA HUMEDAD RELATIVA EN PORCENTAJE CON LA TEMPERATURA
 Y LA DEPRESION DEL TERMOMETRO HUMEDO
 Presión=990 mb (U.S. Department of Defense, 1972)

Temp. del aire °C	Depresión del termómetro húmedo en ($t_s - t_h$), en °C.															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10	91	60	31	2												
8	93	65	39	13												
6	94	70	46	23	0											
4	96	74	53	32	11											
-2	98	78	58	39	21	3										
0	100	81	63	46	29	13										
2	100	84	68	52	37	22	7									
4	100	85	71	57	43	29	16									
6	100	86	73	60	48	35	24	11								
8	100	87	75	63	51	40	29	19	8							
10	100	88	77	66	55	44	34	24	15	6						
12	100	89	78	68	58	48	39	29	21	12	4					
14	100	90	79	70	60	51	42	34	26	18	10	3				
16	100	90	81	71	63	54	46	38	30	23	15	8				
18	100	91	82	73	65	57	49	41	34	27	20	14	7			
20	100	91	83	74	66	59	51	44	37	31	24	18	12	6		
22	100	92	83	76	68	61	54	47	40	34	28	22	17	11	6	
24	100	92	84	77	69	62	56	49	43	37	31	26	20	15	10	5
26	100	92	85	78	71	64	58	51	46	40	34	29	24	19	14	10
28	100	93	85	78	72	65	59	53	48	42	37	32	27	22	18	13
30	100	93	86	79	73	67	61	55	50	44	39	35	30	25	21	17
32	100	93	86	80	74	68	62	57	51	46	41	37	32	28	24	20
34	100	93	87	81	75	69	63	58	53	48	43	39	35	30	26	23
36	100	94	87	81	75	70	64	59	54	50	45	41	37	33	29	25
38	100	94	88	82	76	71	66	61	56	51	47	43	39	35	31	27
40	100	94	88	82	77	72	67	62	57	53	48	44	40	36	33	29

Tomando en cuenta la escasez de las mediciones de humedad específica a diferentes alturas (radiosondeo), el agua precipitable puede ser estimada en una forma indirecta, que es menos precisa pero mucho más práctica. Tal enfoque consiste en suponer que cuando ocurren las fuertes tormentas, la masa de aire está saturada y por lo tanto, la distribución vertical de la humedad específica queda prácticamente terminada, por la temperatura de punto de rocío medida en la superficie.

La temperatura de punto de rocío (dato) medida en cualquier altitud, se refiere a nivel del mar (1,000 mb), lo anterior por medio de la Fig. 3.26 (31,153) de la página siguiente; en seguida, por medio de la Tabla 3.10 (33,172) dada en la página 3-30, se estima el agua precipitable entre dos niveles cualquiera en función de la temperatura de punto de rocío a nivel del mar (6,7.10).

El análisis de varias tormentas en U.S.A., permitió correlacionar el agua precipitable calculada con registros de radiosonda (W_{obs}) y la estimada con datos superficiales (W_{est}), habiéndose obtenido un coeficiente de correlación de 0.92 y un error estándar de estimación de 1.8 mm, en la ecuación siguiente (31,151):

$$W_{obs} = 0.02 + 0.99(W_{est}) \quad (3.28)$$

EJEMPLO 3.2:

A partir de las 9 mediciones de humedad específica que efectuó una radiosonda, calcular el valor del agua precipitable (W_p) en milímetros, por medio de la ecuación 3.27 y utilizando la metodología simplificada basada en la Fig. 3.26 y en la Tabla 3.10. Las nueve mediciones de la radiosonda son las siguientes:

p (mb)	1,000	850	750	700	620	600	500	400	250
q_h (gr/Kg)	14.2	12.4	9.5	7.0	6.3	5.6	3.8	1.7	0.2

NOTA: Los valores anteriores han sido tomados del Ejemplo III.3 de la referencia 6, página 7.15; ejemplo que presenta un error numérico en su solución obtenida por medio de la ecuación 3.27, en tal referencia.

TABLA 3.9
 VARIACION DEL PUNTO DE ROCIO CON LA TEMPERATURA Y LA DEPRESION
 DEL TERMOMETRO HUMEDO

Presión = 1,013.2 mb (U.S. National Weather Service, 1969)

Temp. del Q ^h °C	Depresión del termómetro húmedo en ($t_g - t_h$), en °C.															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
-10	-11	-16	-24													
-8	-9	-13	-20	-33												
-6	-7	-11	-16	-24												
-4	-5	-8	-12	-19	-32											
-2	-2	-5	-9	-14	-22											
0	0	-3	-6	-11	-16	-27										
2	2	-1	-3	-7	-12	-19	-33									
4	4	2	-1	-4	-8	-13	-21	-47								
6	6	4	2	-1	-5	-9	-14	-23								
8	8	6	4	1	-2	-5	-9	-15	-26							
10	10	8	6	4	1	-2	-5	-10	-17	-29						
12	12	10	8	6	4	1	-2	-6	-11	-18	-34					
14	14	12	11	9	6	4	1	-2	-6	-11	-19					
16	16	14	13	11	9	7	4	1	-2	-6	-11					
18	18	16	15	13	11	9	7	4	2	-6						
20	20	19	17	15	14	12	10	7	5	2	-1					
22	22	21	19	17	16	14	12	10	8	5	2	-1	-5			
24	24	23	21	20	18	16	15	13	11	8	6	3	-1	-5	-10	
26	26	25	23	22	20	19	18	15	13	11	9	6	4	0	-4	-9
28	28	27	25	24	22	21	19	18	16	14	12	10	7	4	1	-3
30	30	29	27	26	25	23	22	20	18	17	15	13	10	8	5	-2
32	32	31	29	28	27	25	24	22	21	19	17	15	13	11	9	6
34	34	33	32	30	29	28	26	25	23	21	20	17	16	14	12	10
36	36	35	34	32	31	30	28	27	25	24	22	21	19	17	15	13
38	38	37	36	34	33	32	30	29	28	26	25	23	21	20	18	16
40	40	39	38	36	35	34	33	31	30	28	27	25	24	22	20	19

Fig. 3.26

DIAGRAMA PARA REDUCIR LOS VALORES DE LA TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCIO
 A 1,000 mb (nivel del mar) EN UNA ATMOSFERA SEUDO ADIABATICA.

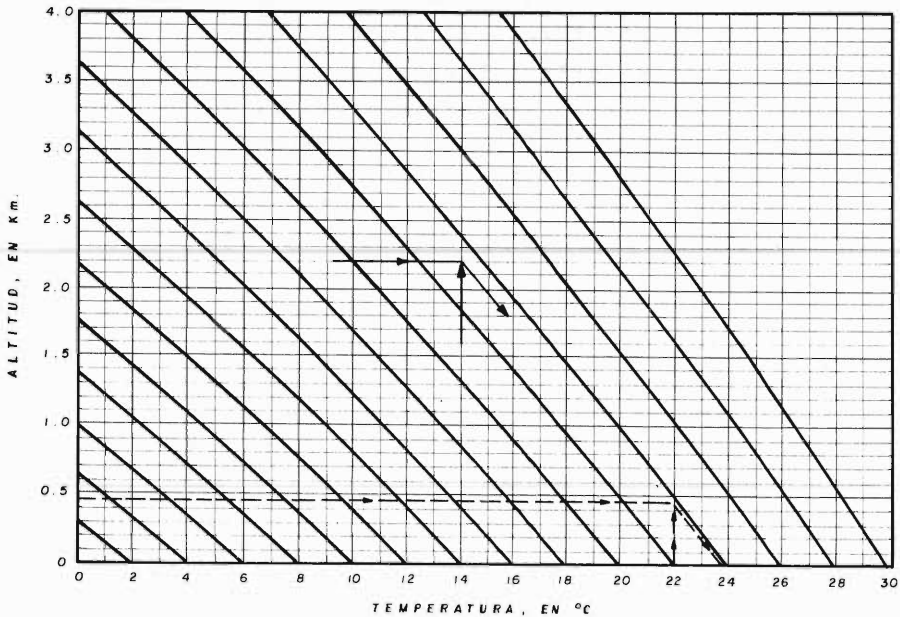


TABLA 3.10
 AGUA PRECIPITABLE (mm) ENTRE LA SUPERFICIE (1,000 mb.) Y LA ALTITUD INDICADA (m) EN FUNCION DE LA
 TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCIO (°C) A 1,000 mb. EN UNA ATMOSFERA SEUDO ADIABATICA.

ALTITUD, (m. s. n. m.)	TEMPERATURA DE PUNTO DE ROCIO A LOS 1,000 mb. en °C																															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
200	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	6	
400	2	2	2	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6	7	7	7	8	8	9	9	10	10	11
600	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13	14	15
800	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13	13	14	15	15	16	17	18	19	20	21
1000	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	28	
1200	4	5	5	6	6	7	7	8	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	24	25	26	28	29	31	32	35	37
1400	5	5	6	6	7	7	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	21	23	24	25	27	29	31	33	35	37	39	41	46
1600	5	6	6	7	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	43	46	50
1800	6	6	7	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	43	46	50	54
2000	6	7	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	44	47	50	54	58
2200	7	7	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54	58
2400	7	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54	57	61
2600	7	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54	57	61
2800	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	41	44	47	50	53	56	60	64	69
3000	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	26	28	31	33	35	37	40	43	46	49	52	55	59	63	67	72
3200	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	26	28	31	33	35	37	40	43	46	49	52	55	59	63	67	72	77
3400	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	26	28	31	33	35	37	40	43	46	49	52	55	59	63	67	72	77
3600	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	26	28	31	33	35	37	40	43	46	49	52	55	59	63	67	72	77
3800	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	41	44	47	50	53	56	60	64	69	74	79
4000	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	41	44	47	50	53	56	60	64	69	74	79
4200	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	21	23	25	27	29	32	34	37	40	43	46	49	53	57	61	65	70	75	80	85	90
4400	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	21	23	25	27	29	32	34	37	40	43	46	49	53	57	61	65	70	75	80	85	90
4600	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	30	32	35	38	41	44	48	52	56	60	64	69	74	79	84	90	96
4800	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	30	33	36	39	42	45	49	53	57	61	65	70	75	81	86	92	98
5000	8	9	10	11	12	13	14	15	17	19	20	22	24	26	28	31	33	36	39	42	46	50	54	58	62	67	72	77	82	88	94	100
5200	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31	34	37	40	43	47	50	54	58	63	68	74	80	86	92	98	104
5400	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31	34	37	40	44	47	51	55	60	64	69	74	80	86	92	98	104
5600	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	27	29	32	35	38	41	44	48	52	56	60	65	70	76	81	87	93	100	108
5800	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	25	27	29	32	35	38	41	45	48	52	57	61	65	71	77	82	88	95	101	108
6000	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32	35	38	42	45	49	53	57	62	67	72	78	84	90	96	103	110
6200	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	33	35	38	42	46	49	54	58	63	68	73	79	85	91	98	104	111
6400	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33	35	39	42	46	50	54	59	64	69	74	80	86	92	99	105	112
6600	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33	36	39	42	46	50	54	59	64	69	74	80	87	93	100	107	114
6800	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33	36	39	42	46	50	55	60	65	70	75	81	87	94	101	108	115
7000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	46	51	55	60	65	70	75	82	88	95	102	110	117
7200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	47	51	55	60	65	71	75	82	89	96	103	111	118
7400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	47	51	56	61	66	71	77	83	90	97	104	112	119
7600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	47	51	56	61	66	72	77	83	90	98	105	113	120
7800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	47	51	56	61	66	72	77	83	90	98	105	113	120
8000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33	36	39	43	47	51	56	61	66	72	78	84	91	98	106	114	121
8200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33	36	40	43	47	52	56	61	66	72	78	85	92	99	107	115	122
8400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33	36	40	43	47	52	57	62	67	73	79	85	92	100	108	116	123
8600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	117	124
8800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	117	124
9000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	36	40	43	47	52	57	62	68	74	80	86	94	102	110	118	125
9200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	36	40	44	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119	126
9400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	94	102	110	119	126
9600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	111	120	127
9800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	111	120	127
10000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96	104	112	121	128
11000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96</				

DESARROLLO: Aplicando la ecuación 3.27 se obtiene:

$$W_p = 0.01 \left[\left(\frac{14.2+12.4}{2} \right) (150) + \left(\frac{12.4+9.5}{2} \right) (100) + \left(\frac{9.5+7.0}{2} \right) (50) + \left(\frac{7.0+6.3}{2} \right) (80) + \right. \\ \left. + \left(\frac{6.3+5.6}{2} \right) (20) + \left(\frac{5.6+3.8}{2} \right) (100) + \left(\frac{3.8+1.7}{2} \right) (100) + \left(\frac{1.7+0.2}{2} \right) (150) \right] = \\ W_p = 0.01 (1,995.0 + 1,095.0 + 412.5 + 532.0 + 119.0 + 470.0 + 275.0 + 142.5) = \\ W_p = 50.41 \text{ milímetros.} \quad \therefore \quad W_p = 50.4 \text{ mm.}$$

En la aplicación de la metodología simplificada, únicamente se requieren el valor de la humedad específica en el sitio de la estimación y las elevaciones del terreno y del límite superior de la columna de aire o techo de las nubes, en este caso los valores citados son:

$$q_h = 14.2 \text{ gr/kg, a nivel del terreno (1,000 mb).} \\ p_i = 1,000 \text{ mb.} \\ p_s = 250 \text{ mb.}$$

Utilizando la ecuación 3.22 se puede deducir la presión parcial de vapor (e), esto es:

$$q_h = 14.2 = 622 \left[\frac{e}{1,000 - 0.378 e} \right] \\ \therefore e = 22.63 \text{ mb} = 16.98 \text{ mm de mercurio.}$$

La temperatura ambiente del aire a la cual la presión de vapor anterior, se hace corresponder a la presión de vapor de saturación será la temperatura de punto de rocío, la cual se obtiene en la Tabla 3.7 en forma inversa y resultó igual a:

$$T_d = 19.5 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

Como la altitud del lugar corresponde al nivel del mar, la temperatura de punto de rocío anterior no se corrige en la Fig. 3.26 .

Utilizando la ecuación 3.8 en forma inversa se obtiene la altitud correspondiente a los 250 milibares, esto es:

$$z = \frac{- \left\{ [288(250/1013.2)]^{1/5.256} \right\} - 288}{0.0065} = 10,357.0 \text{ m.}$$

Finalmente, en la Tabla 3.10 se determina el valor del agua precipitable W_p , en función de la temperatura de punto de rocío a nivel del mar y de la altitud del techo nuboso (10,400 metros, aproximadamente):

$$W_p = 50.0 \text{ milímetros.}$$

Por último, se corrige el valor estimado de agua precipitable, por medio de la ecuación 3.28, para obtener:

$$W_{obs} = 0.02 + 0.99(50.0) = 49.5 \text{ mm.}$$

Por lo cual, la estimación final del agua precipitable es 49.5 milímetros, valor que coincide enormemente con el observado de 50.4 milímetros.

3.6.5 MEDICION DE LA HUMEDAD.

La medición de la humedad es sumamente importante y sin embargo es uno de los procedimientos menos precisos de la meteorología (18,31). Básicamente se utilizan dos tipos de aparatos: los PSICROMETROS y los HIGROMETROS.

El Psicrómetro consta de dos termómetros iguales, uno de los cuales tiene su ampolla cubierta con una muselina limpia mojada en agua. El termómetro húmedo estará a una temperatura más baja que el termómetro seco, debido a que la evaporación del agua de la muselina produce enfriamiento. Cuando el aire está seco, la evaporación será intensa y la diferencia de temperaturas entre los termómetros (Depresión del termómetro húmedo) será grande y al contrario cuando el aire está húmedo, ya que apenas se produce evaporación. Las temperaturas del aire y del termómetro húmedo permiten obtener en las llamadas Tablas Psicrométricas, la humedad relativa o la

temperatura de punto de rocío, son ejemplos de dichas tablas psicrométricas las Tablas 3.8 y 3.9 anteriores.

En general, la magnitud de la evaporación no depende únicamente de la temperatura y de la humedad del aire, sino también de la velocidad del viento, entonces, las observaciones realizadas con el psicrómetro estarán afectadas por las condiciones de ventilación del aparato (14,240).

Para normalizar las mediciones se han ideado básicamente dos tipos de psicrómetros: el de aspiración o tipo Asman y el de honda, el primero tiene un motor eléctrico o de cuerda, el cual produce una corriente de aire (aspiración) con una velocidad del orden de 2.50 m/seg y en el segundo, se considera que la velocidad de circulación del aire alrededor del bulbo húmedo será aproximadamente igual a 1.5 m/seg.

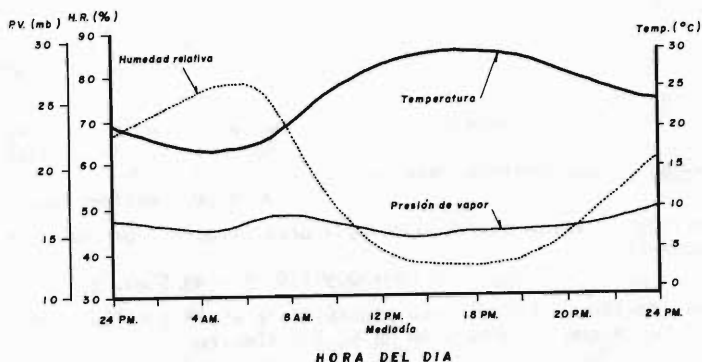
El higrómetro tiene un elemento sensible a los cambios de humedad ambiente, existen varios tipos, el más común es el de cabello que se basa en la variación que experimenta el cabello con los cambios de humedad.

3.6.6 VARIACIONES PERIODICAS DE LA HUMEDAD.

Al igual que la temperatura, el vapor de agua contenido en la atmósfera, tiene su valor máximo en verano (julio y agosto) y su mínimo en invierno (enero y febrero) y al contrario la humedad relativa. La variación diurna del contenido de humedad es normalmente pequeña excepto cuando los vientos persistentes locales traen consigo aire con características diferentes (18,32). Con respecto a la variación diurna de la humedad relativa, como es de esperarse, se comporta de manera contraria a la fluctuación de temperatura, teniendo su máximo temprano por la mañana y el mínimo por la tarde. Lo anterior se ilustra en la Fig. 3.27 siguiente.

Fig. 3.27

VARIACION DIURNA DE LA TEMPERATURA DEL AIRE, HUMEDAD RELATIVA Y PRESION DE VAPOR (A. S. C. E.).



3.7 TEMPERATURA Y GRADIENTES DE TEMPERATURA EN LA ATMOSFERA.

3.7.1 ORIGEN Y FACTORES QUE DETERMINAN LA TEMPERATURA.

Las sensaciones de calor y frío permiten formarse una idea de la temperatura, sin embargo, no hay que confundir la temperatura con la cantidad de calor que poseen los cuerpos, la cual es función de su capacidad calorífica (14,202). El calor es una forma de energía, en cambio, la temperatura no lo es, sino una medida de la cantidad de energía que posee un cuerpo como calor, es decir, que si se transmite calor a un cuerpo su temperatura aumentará y viceversa. Entonces, a pesar de las elevadas temperaturas que se tienen en el interior de la Tierra, la temperatura en la superficie dependerá únicamente de la radiación solar, ya que la conductividad de las rocas es por suerte bastante escasa. En general, la temperatura es uno de los caracteres más sensibles del clima, pudiéndose resumir los factores que la de-

terminan en un cierto lugar en los 4 siguientes (30,51):

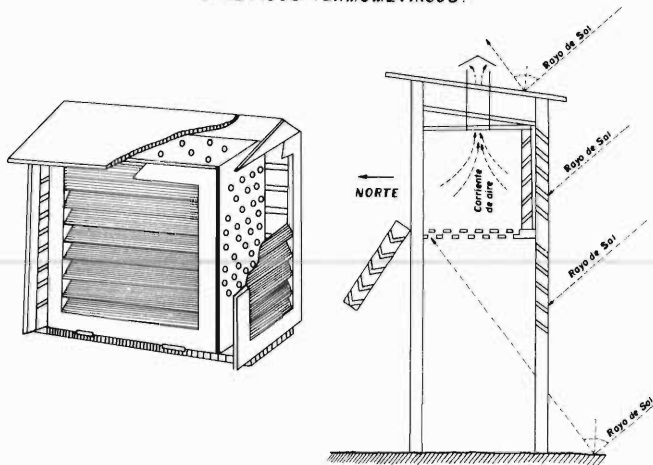
- a) Latitud, cuyos efectos fueron expuestos en los incisos 3.3.6 y 3.3.7
- b) Altitud, debido a un gradiente medio de 0.6 °C por cada 100 metros, los mapas de curvas isotermas (curvas que unen puntos de igual temperatura) presentan gran similitud con el plano orográfico, influyendo por lo tanto, la altitud del lugar en su temperatura.
- c) Características de la superficie terrestre, cuyos efectos fueron expuestos en los incisos 3.3.3 y 3.3.4 . En este apartado deben incluirse los efectos de las grandes ciudades en su temperatura.
- d) Circulación General de la Atmósfera, debido a la propia circulación descrita en el inciso 3.4 y a la presencia de las llamadas Masas de Aire (inciso 3.9.1), la troposfera presenta un caracter discontinuo modificando constantemente la temperatura de un sitio específico.

3.7.2 MEDICION DE LA TEMPERATURA.

3.7.2.1 TERMOMETROS. Uno de los datos de mayor importancia para la meteorología y en especial para la climatología, es la temperatura del aire, para conocerla es -- preciso que el termómetro de medición se encuentre instalado en condiciones tales, que permitan la libre circulación del aire a su alrededor y que eviten la exposición directa a los rayos solares, debiendo quedar colocado lejos de paredes, árboles u otros objetos que pudieran reflejar el calor solar, o bien, servir de obstáculo a las corrientes de aire (21,8).

Tratando de uniformizar las condiciones de instalación del termómetro, se ha adoptado el uso de la Garita Meteorológica de madera, de doble techo y paredes de persiana igualmente dobles, en cuyo interior el aire puede circular en todas direcciones. La garita meteorológica o abrigo termométrico se ilustra en la Fig. 3.28 (21, lámina 1).

Fig. 3.28
TIPOS MAS COMUNES DE GARITAS METEOROLOGICAS
O ABRIGOS TERMOMETRICOS.



Comúnmente interesa conocer además de la temperatura del aire a las 8 de la mañana, las temperaturas más alta y la más baja ocurridas durante el día. Cuando no se dispone de un Termógrafo (aparato que registra constantemente la temperatura), se deben emplear los termómetros de máximas y mínimas, el primero consta de un termómetro ordinario, cuyo tubo tiene interiormente cerca del depósito una estrangula--

ción, que impide que el mercurio regrese al recipiente cuando la temperatura disminuye; en cambio, el termómetro de mínima es de alcohol y lleva en su interior un índice esmaltado (indicador) que permanece en la menor temperatura que se produjo en el día.

3.7.2.2 TERMINOLOGIA. Al manejar datos de temperatura es frecuente considerar indistintamente los términos 'promedio y media' como promedios aritméticos, sin embargo, el término 'normal' se utiliza como patrón de comparación y es el valor medio para una fecha, mes, estación o año, en un período específico de 30 años (18,-21).

La TEMPERATURA MEDIA DIARIA se puede calcular por varios métodos, el más práctico y preciso consiste en tomar el promedio de las temperaturas horarias, o en su defecto cada 3 ó 6 horas. En los observatorios meteorológicos se realizan observaciones a las 8, 12 y 18 horas, de manera que la temperatura media diaria del aire se estima por el promedio aritmético de las observaciones.

La TEMPERATURA MEDIA DIARIA MENSUAL se obtiene promediando las temperaturas medias diarias, sin embargo otro criterio indica que es el promedio de las temperaturas medias mensuales máximas y mínimas (18,22).

La TEMPERATURA MEDIA ANUAL es el promedio de las temperaturas medias mensuales de ese año.

3.7.3 PROCESOS ADIABATICOS EN LA ATMOSFERA.

Cuando un gas contenido en un cilindro aislante, se comprime o expande por medio de un pistón, de manera que el gas no puede perder calor, ni calentarse porque no existe fricción en el sistema pistón-cilindro que desprenda calor, ni por otro tipo de calentamiento o radiación, el proceso es ADIABATICO, es decir, es un proceso sin intercambio calorífico con el exterior del sistema. En tales condiciones para comprimir el gas se realiza un trabajo y si se coloca un termómetro en el interior del cilindro se observa que la temperatura se eleva. Ocurre lo contrario al expandir el gas.

Con el aire sucede lo mismo: toda compresión adiabática trae consigo un calentamiento y toda expansión adiabática un enfriamiento.

En la atmósfera los movimientos verticales del aire se llaman ASCENDENCIAS y SUBSIDENCIAS (30,43). y en general se producen con suficiente rapidez para que no se tenga tiempo de intercambiar eficazmente calor con el aire de sus alrededores, por lo cual los movimientos verticales de la atmósfera se pueden considerar como Adiabáticos.

Además, como la presión atmosférica decrece con la altitud, si una masa de aire asciende, las presiones a las que estará sometida son cada vez menores, por lo que, gradualmente se expande y enfría; lo contrario sucede al descender (3,66).

3.7.4 GRADIENTE E INVERSION DE TEMPERATURA.

El gradiente vertical de temperatura es la variación de la temperatura con la altura en la atmósfera libre. El gradiente medio en la atmósfera inferior es de 0.65°C por cada 100 metros, sin embargo, puede llegar a variar bastante con el tiempo y la situación, así por ejemplo, en un día de verano de mucho calor, puede llegar a ser muy elevado (2,23).

Recordando que la Tierra irradia calor al espacio en forma casi constante, durante la noche la radiación incidente será menor que la emitida y entonces la superficie del terreno como el aire en contacto con ella se enfrían, pero en las capas superiores se produce un aumento de temperatura debido a tal irradiación, aumento que se conoce como INVERSION DE TEMPERATURA. El fenómeno descrito es bastante común en noches claras y de calma (el aire no se mezcla por turbulencia), pues entonces la irradiación del suelo escapa fácilmente pues no es obstruida y reflejada por las nubes (18,23). El calentamiento diurno por lo regular, elimina las inversiones de temperatura, formadas durante la noche.

Las inversiones de temperatura también pueden encontrarse a grandes alturas, cuan-

do una corriente de aire caliente invade una masa de aire más frío, estas inversiones influyen bastante en los procesos atmosféricos, ya que constituyen capas de marcada estabilidad que frenan las ascensiones (2,23).

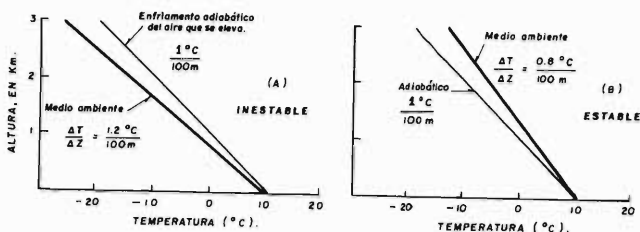
3.7.5 GRADIENTES ADIABATICOS.

3.7.5.1 GRADIENTE ADIABATICO SECO. Definido como el gradiente de temperatura que resulta de una compresión o expansión del aire no saturado, cuando un volumen del mismo desciende o asciende, sin ganar ni perder calor. En la atmósfera terrestre el enfriamiento adiabático seco es de 1°C por cada 100 metros de altura y en general el aire con este gradiente se mezcla fácilmente.

Conociendo el gradiente de temperatura de la atmósfera, resulta fácil establecer si el aire será estable o inestable, según si tal gradiente es mayor o menor que el gradiente adiabático seco, respectivamente (2,27). En el primer caso, el aire que asciende se calentará más que el aire que le rodea y por lo tanto, será más ligero (menos denso) y entonces se verá sometido a un empuje hacia arriba, igual que un corcho dentro del agua y será inestable.

Cuando el gradiente ambiental es inferior al gradiente adiabático seco, la atmósfera será estable. Lo anterior se ilustra en la Fig. 3.29 (2,28) siguiente.

Fig. 3.29
CONDICIONES DE ESTABILIDAD ATMOSFERICA.



Conviene aclarar que los movimientos convectivos del aire 'seco', no significa que no contenga vapor de agua, sino que no se produce ni condensación ni evaporación (2,28).

3.7.5.2 GRADIENTE ADIABATICO SATURADO. Cuando el aire húmedo asciende se enfría según el gradiente adiabático seco, a lo largo del ascenso se satura, empieza la condensación (inciso 3.8) y se forma una nube; durante el proceso, se desprende el calor latente de evaporación, que compensa parcialmente el enfriamiento causado por la expansión. Si continúa el ascenso, el enfriamiento será según el gradiente adiabático saturado que varía inversamente con el contenido de vapor y la temperatura del aire, este gradiente tiene un valor medio de 0.6°C por cada 100 metros, en las capas inferiores y a temperatura por encima del punto de congelación (2,29).

A grandes alturas o a muy bajas temperaturas existe poca diferencia entre los gradientes adiabáticos seco y saturado, debido a la reducida cantidad de vapor de agua disponible (18,23).

3.7.5.3 GRADIENTE SEUDO ADIABATICO. Si la humedad del aire ascendente se precipita al condensarse, la temperatura del aire descenderá (en su ascenso) con un gradiente pseudo adiabático, que difiere muy poco del adiabático saturado; la designación de este gradiente se debe a que el proceso no es estrictamente adiabático, pues la precipitación al caer, lleva consigo calor (18,24).

3.7.6 ESTABILIDAD ATMOSFERICA.

El grado de estabilidad o inestabilidad de una capa atmosférica, es determinado por comparación entre su gradiente de temperatura y el gradiente adiabático adecuado (27,50).

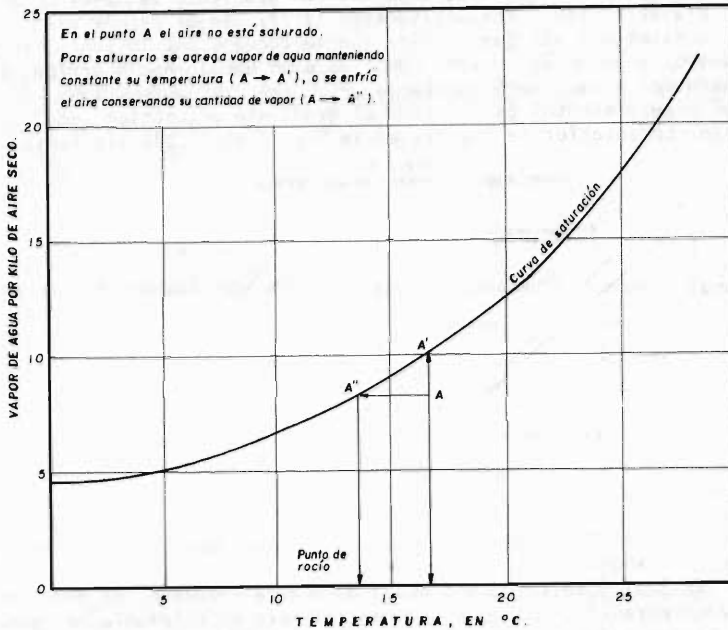
Si el gradiente de una masa de aire es menor que el gradiente adiabático seco o saturado, o que el pseudo adiabático, el aire es ESTABLE; en caso contrario es INESTABLE.

3.8 CONDENSACION Y PRECIPITACION.

3.8.1 SATURACION Y CONDENSACION.

Para que el vapor de agua contenido en la atmósfera llegue a condensarse, es necesario que haya SATURACION del aire y como a cada temperatura de la masa de aire corresponde un cantidad específica de vapor de agua para alcanzar su saturación, entonces, dos procesos pueden conducir a tal estado: 1o. aportación de vapor de agua sin cambio de temperatura (caso poco frecuente) y 2o. enfriamiento, como proceso más común (30,87). Lo anterior se ilustra en la Fig. 3.30 (9,49) siguiente.

Fig. 3.30
CURVA DE SATURACION



3.8.2 NUCLEOS DE CONDENSACION Y NUCLEOS DE HIELO.

Cuando se alcanza la saturación en el aire, las moléculas de vapor de agua en exceso se condensan en pequeñas gotas sobre las impurezas del aire, que pueden ser higroscópicas, como partículas de polvo procedente de la erosión, humos de combustiones naturales o industriales, cristales de sal y hasta granos de polen. El diámetro de estas partículas llamadas Nucleos de Condensación, es inferior a una micra (5,0.1). Así se explica la frecuencia de brumas y neblinas en la atmósfera contaminada de las zonas industriales y urbanas, en las que inclusive la condensación suele anticiparse a la saturación, cuando la humedad relativa alcanza el 90% (30,-89).

Conviene aclarar que en una ascendencia fuerte, la condensación no puede producirse con la suficiente velocidad para absorber todo el vapor de agua y como consecuencia el aire se SOBRESATURA, alcanzando la humedad relativa valores de 101 o --102% (2,66).

Por otra parte, la pureza del agua de las nubes es sumamente importante, pues hay nubes formadas por gotas de agua incluso cuando la temperatura es inferior a 0 °C, dichas nubes se denominan SUPERENFRIADAS. Estas nubes constituyen la base física de las diversas técnicas de modificación de las nubes y de producción artificial -

de la lluvia (2,67). El agua, si es de gran pureza, puede permanecer líquida a temperaturas de hasta -40°C . Sin embargo, si la temperatura desciende un poco más el hielo se forma aún sin la presencia de los llamados NUCLEOS DE HIELO, o bien, a temperaturas de -5 y -20°C cuando éstos existen. Los núcleos de hielo naturales = provienen en su mayor parte de las arcillas (caolinita y montmorillonita) y los artificiales están representados por el hielo seco y los yoduros de plata y plomo (2,68).

3.8.3 PROCESOS DE CONDENSACION.

3.8.3.1 PROCESO DE ASCENDENCIA. Este es definitivamente el proceso más importante de la condensación. La ascendencia va acompañada de una evolución térmica adiabática, como se describió en el inciso 3.7.3, que conduce al enfriamiento de la masa de aire y posteriormente a la saturación y la condensación, formándose una nube. Aunque el estudio y análisis de las nubes se aborda en el inciso 3.8.4, conviene indicar que en un cielo semidescubierto, la presencia de nubes y claros, no significa que el aire sea heterogéneo en humedad absoluta y temperatura, sino que simplemente cada nube materializa una ascendencia y cada claro una subsidencia; indicando la cúspide o techo de las nubes, el límite aproximado de la capa de aire en turbulencia (30,92).

3.8.3.2 PROCESO DE IRRADIACION. En el contacto con el suelo enfriado por irradiación nocturna, la temperatura de las capas bajas de aire desciende al punto de rocío y entonces, se forman NIEBLAS DE IRRADIACION, frecuentes durante la estación fría en las regiones templadas. En los valles, fluye el aire enfriado y se acumula en ellos, formándose Nieblas de Inversión Baja, debido a la estratificación térmica inversa que se origina (30,90).

3.8.3.3 MECANISMO DE PARED FRÍA. Cuando una botella o cualquier otro objeto se extrae del refrigerador, el vapor de agua de la atmósfera se condensa y el objeto empuja a cubrirse de gotas que no tardan en escurrir. En la naturaleza, el suelo, la vegetación y las edificaciones se enfrían por irradiación del calor absorbido durante el día, más rápidamente que el aire y actúan como pared fría. El mismo proceso se presenta en el invierno, cuando una masa de aire húmedo se sitúa sobre la superficie fría. Si la superficie fría tiene una temperatura superior a 0°C , se forma ROCIO, en caso de ser inferior a 0°C , se produce ESCARCHA (30,88).

Los dos fenómenos anteriores, se engloban en las llamadas CONDENSACIONES OCULTAS, impropriamente denominadas 'precipitaciones ocultas', cuya importancia en los litosistemas áridos y semiáridos de los países con lluvias escasas es relevante. Así por ejemplo, en Israel se tienen de 200 a 250 noches con rocío al año, que proporcionan de 100 a 150 milímetros de agua anualmente (30,89).

3.8.3.4 PROCESO DE ADVECCION. En este proceso el aire húmedo se desplaza y llega a una superficie fría. Si el flujo fuese laminar, se formaría únicamente una delgada película de condensación, pero incluso en el océano, a causa de las olas y en el continente, la turbulencia del aire agita la masa de aire en un espesor que varía de 100 a 200 metros, originándose las NIEBLAS DE ADVECCION, comunes en los países con grandes contrastes térmicos en las estaciones y así en invierno, se forman Nieblas Costeras, debido al enfriamiento del aire marítimo en el continente y Nieblas de Mar, en el verano, debido al enfriamiento del aire continental cálido en el mar (30,91).

3.8.4 NUBES.

3.8.4.1 DEFINICION Y ESTRUCTURA DE LAS NUBES. Una NUBE es una porción de aire enturbada por el vapor de agua condensado en estado líquido (gotitas) o sólido (cris-tales y agujas) o por la mezcla de ambos estados (14,25). De lo anterior deriva la clasificación física de las nubes, en nubes totalmente líquidas, nubes de cristales de hielo, nubes heladas y nubes mixtas; originadas cada una por la temperatura a la que se produce la condensación.

Con respecto a la estructura de las nubes más comunes, las líquidas, se sabe que el tamaño de las pequeñísimas gotas que la constituyen varía de 0.005 mm a 0.01 mm

de diámetro y su número fluctúa entre 1,000 y 1,500 por cm^3 , siendo su distancia - media entre ellas del orden de 1 mm. Entonces resulta difícil comprender porqué -- con tal dispersión se tienen nubes tan oscuras y densas a la vista, sin embargo - ello se debe a que el espesor de las nubes es de cientos de metros y aún de varios kilómetros (14,26). En general, la apariencia de las nubes puede estar cambiando - según su fase de evolución en que se encuentra y su forma indica los movimientos - del aire, si es estable se tendrán nubes del género stratus y si es inestable ha-- brá cúmulus (30,94).

Por otra parte, es oportuno indicar que en las nubes, la suspensión de sus pequeñí-- simas gotas es sólo aparente, pues en realidad no flotan en el aire, sino que es-- tán cayendo en forma continua debido a su peso, aunque muy lentamente, pues la re-- sistencia del aire es inversamente proporcional al diámetro de dichas gotas (5,C.1)

Otra causa de la aparente suspensión en el aire de las minúsculas gotas de agua de las nubes, es el que éstas últimas están sometidas a un proceso de continua reno-- vación, por medio del cual las gotas al descender llegan a capas de aire más calien-- te y se evaporan, de ahí ascienden con el aire hasta el nivel de condensación, co-- menzando el ciclo nuevamente. Si el proceso de destrucción de las gotas es igual al de regeneración de la nube, ésta, aunque cambie algo de forma, en apariencia flota inmóvil en la atmósfera (5,C.1).

3.8.4.2 CLASIFICACION INTERNACIONAL DE LAS NUBES. La clasificación internacional - de las nubes está basada fundamentalmente, en la existencia de diez grupos princi-- pales llamados 'Géneros', que se excluyen mutuamente, estos son: Cirrus, Cirrocúmu-- lus, Cirrostratos, Alto-cúmulus, Altostratos, Nimbostratos, Stratocúmulus, Stratus, Cúmulus y Cumulonimbos (14,29).

Las particularidades en la forma y las diferencias en la estructura interna de las nubes, a conducido a dividir los géneros en 'Especies' y por último, sus caracte-- rísticas particulares determinan las 'Variedades'.

De manera convencional, la porción de la atmósfera en la que se presentan las nu-- bes (troposfera) se ha dividido en tres pisos, llamados: Piso Superior, Medio e In-- ferior. Los géneros de nubes se distribuyen de la manera siguiente en los tres pi-- sos (14,30):

Piso SUPERIOR (nivel inferior hacia los 6,000 m): Cirrus, Cirrocúmulus y Ci-- rrostratos (nubes altas).

Piso MEDIO (abarca de los 2,000 a los 6,000 m): Alto-cúmulus (nubes medias).

Piso INFERIOR (nivel superior hacia los 2,000 m): Stratocúmulus y Stratus (-nubes bajas).

Respecto a los géneros no citados, éstos siguen la distribución siguiente:

- a) Los altostratos, se presentan habitualmente en el piso medio, pero pene-- tran frecuentemente al piso superior.
- b) Los nimbostratos, son también del piso medio, pero invaden a menudo los otros pisos.
- c) Los cúmulus y cumulonimbos tienen su base en el piso inferior, pero debi-- do a su desarrollo vertical sus cimas o techos penetran en el piso medio y hasta en el superior.

En la Tabla 3.11 (25,114) de la página siguiente, se han concentrado las ideas an-- teriores y se muestra la simbología de las nubes.

3.8.4.3 DESCRIPCION DE LOS 10 GENEROS DE NUBES. Prácticamente en todos los libros de Meteorología se presentan fotografías de los diversos géneros de nubes e inclu-- sive se tienen folletos, libros y material didáctico sobre las nubes, para su des-- cripción, comprensión e interpretación, así por ejemplo, se tienen las referencias recomendadas B y G. Se sugiere consultar alguno de los libros citados en la biblio--

grafía para familiarizarse con los géneros de nubes.

TABLA 3.11
PRINCIPALES TIPOS DE NUBES Y SU SIMBOLOGIA.
(S. Peattersen, 1964).

NOMBRE.	SIMBOLO:	ALTURAS CARACTERISTICAS:
CIRRUS.	Ci	Altas (6 a 13 Km).
CIRROCUMULUS.	Cc	
CIRROSTRATOS.	Cs	
ALTOSTRATUS.	As	Medias (2 a 5 Km).
ALTOCUMULUS.	Ac	
STRATUS.	St	Bajas (por debajo de 2 Km).
STRATOCUMULUS.	Sc	
NIMBOSTRATUS.	Ns	
CUMULUS.	Cu	Desarrollo vertical.
CUMULONIMBUS.	Cb	

A continuación, únicamente se describen los 10 géneros de nubes, destacando la información que brinda cada uno sobre la lluvia; tales comentarios han sido tomados íntegramente de la referencia 29, páginas 194 y 195, éstos son:

CIRRUS: Las delicadas fibras de estas nubes acostumbran a ser blancos filamentos - formados por pequeños cristales de hielo. de un brillo sedoso. No determinan lluvia, pero pueden indicar la posición de una tormenta distante, cuyos vientos marginales crean las condiciones que forman los cirrus.

CIRROCUMULUS: Capa delgada blanca (que son las nubes del cielo aborregado), están formados por muy pequeños gránulos, mezclados o separados, pero siempre dispuestos con mayor o menor regularidad. Precursores de un frente cálido, se espesan al acercarse una tormenta, formando cirrostratos.

CIRROSTRATOS: Un halo alrededor del Sol, que proverbialmente anuncia lluvia, está formado por los pequeños cristales de hielo de los cirrostratos, velo blanquecino de masiado delgado para oscurecer la silueta del Sol. Cuando esa nube se espesa, el proverbio se convierte en hecho: lluvia dentro de las próximas 24 horas.

ALTOCUMULUS: Formados por gotitas de agua en lugar del hielo de los cirrus, los altocúmulus forman una cubierta de láminas, masas redondeadas y cilíndricas de color blanco o gris. Esta nube es señal de lluvia, especialmente cuando sus masas se alzan por encima de las de sus vecinas; indican posibles tormentas acústicas.

ALTOSTRATOS: Si bien es posible que el cielo esté completamente cubierto por estas nubes, su capa fibrosa es lo bastante delgada para que se perciba vagamente el Sol, como si fuera visto a través de un cristal esmerilado. Un aumento de los altostratos puede indicar lluvia o nieve de naturaleza duradera y continua.

NIMBOSTRATOS: Los nimbostratos son lo bastante espesos para obliterar la forma del Sol y descargan lluvia o nieve, lo cual les comunica un aspecto difuso. En el ciclo vital de una tormenta, esta nube se forma a partir de altostratos que se han acercado a la Tierra. A veces reciben también el nombre de 'nimbos'.

STRATOCUMULUS: Constituyen una cubierta continua de pliegos y capas irregulares -- mezclados con láminas o manchas oscuras, susceptibles de formarse en la estela de un frente frío que está invadiendo una región. Los stratocúmulus no acostumbran -- ser una nube de precipitación, pero pueden originar pequeñas nevadas.

STRATUS: Los stratus son las nubes más bajas y de aspecto más uniforme, aparecen a veces cuando la niebla se arrastra sobre la caliente superficie de la Tierra y luego se levanta. Son nubes cuya parte inferior es semejante a un techo y que con frecuencia proporcionan lloviznas o gránulos de nieve.

CUMULUS: De contorno denso y definido, se desarrollan verticalmente en forma de -- montañas ondulosas y de torres. Sus cúspides son de un blanco brillante al Sol; sus bases, con frecuencia oscuras. No acarrearán lluvia, a menos de que lleguen a hacerse muy altos. Entonces se convierten en cumulonimbos.

CUMULONIMBOS: Estas nubes, que se forman sobre un paisaje de verano o un mar tropical, casi siempre llevan consigo tormentas acústicas y lluvias; a veces producen granizo. Los más altos alcanzan con su cúspide el aire frío superior, con lo cual sus techos adquieren la forma de yunques, que arrastran mechones de cirrus.

3.8.5 GENESIS DE LAS PRECIPITACIONES.

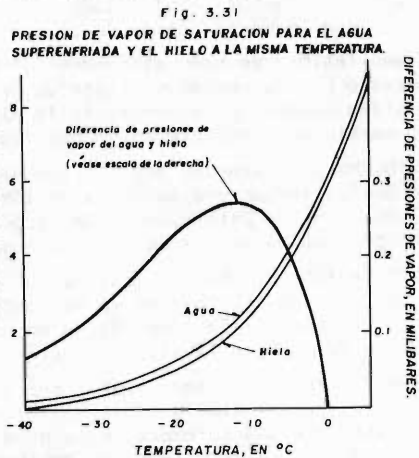
3.8.5.1 LA ASCENDENCIA COMO REQUISITO. El paso de una condensación a una precipitación requiere la previa ascendencia del aire, es decir, que de todos los procesos de condensación descritos en el inciso 3.8.3, UNICAMENTE LA ASCENDENCIA PODRÁ GENERAR LLUVIA o cualquier otro tipo de precipitación. En efecto, para que las minúsculas gotas que constituyen las nubes puedan caer venciendo la corriente de aire ascendente que las genera, es necesario que tales gotas sean lo suficientemente pesadas. Además, las gotas al salir de la nube, no se deben evaporar antes de llegar al suelo, en cuyo caso se tienen las llamadas Precipitaciones Abortadas, que caen de los cúmulos como jirones grises en el verano (virgas).

3.8.5.2 MECANISMOS DE LA LLUVIA. Aunque en la actualidad todavía existen dudas sobre el mecanismo de crecimiento de las gotas en las nubes (30,95), se han propuesto dos teorías para explicar el fenómeno, éstas son: el Proceso de Coalescencia y la Teoría de Bergeron.

PROCESO DE COALESCENCIA: consiste en la colisión y fusión de las minúsculas gotas que caen o suben dentro de la nube a distintas velocidades. Lo anterior ocurre por que las gotas de mayor tamaño caen o ascienden más rápidamente que las pequeñas y algunas veces, chocan con ellas (2,75). Este proceso hace que decrezca el número de gotas en la nube (16,324). En la Tabla 3.12 (2,76) se indican con carácter ilustrativo las velocidades de caída de las gotas de acuerdo a su tamaño.

TABLA 3.12
VELOCIDAD DE CAIDA DE LAS GOTAS DE AGUA EN AIRE
EN REPOSO A NIVEL DEL MAR.

	DIAMETRO, EN MICRAS.	VEL. DE CAIDA, EN cm/seg.
GOTAS DE NUBE	1	0.004
	5	0.076
	10	0.300
	50	7.600
	100	30.000
GOTAS DE LLUVIA	500	206
	1,000	403
	2,000	649
	3,000	806
	5,000	909



Según S. Palmieri (1976) el proceso de coalescencia puede ser favorecido por otros factores, que conjuntamente con la diferencia en los tamaños de las gotas, determinan el proceso, tales factores son: desigual carga eléctrica, diferencias de temperatura, movimientos diferenciales y presencia de los tres estados físicos del agua (24,26).

TEORIA DE BERGERON o PROCESO DE MEZCLA DE CRISTALES DE HIELO Y AGUA: si la nube se eleva más allá del nivel de congelación, su cima tendrá cristales de hielo y gotas de agua superenfriadas. Como la presión de vapor de saturación sobre el agua es mayor que sobre el hielo, a la misma temperatura, según se ilustra en la Fig. 3.31 (2,77) de la página anterior, entonces, la presión de vapor decrece en la cima de la nube y las gotas comienzan a evaporarse para restablecer el contenido de vapor de agua del aire, pero la presión de vapor permanecerá más alta que la del hielo - hasta que toda el agua se haya evaporado, lo anterior origina que los cristales de hielo crezcan por sublimación rápidamente y caigan, creciendo aún más al chocar -- contra otros más pequeños, hasta que después de salir de la zona helada de la nube, se funden y caen como gotas de agua (16,324).

La teoría de Bergeron o de la mezcla de cristales de hielo y agua, no permite explicar los casos, no frecuentes, en los cuales la precipitación ocurre a partir de nubes con temperaturas superiores a 0 °C (24,26).

3.8.5.3 CLASES DE PRECIPITACION. Las clases de precipitación son básicamente la -- lluvia, llovizna, la nieve y el granizo. En general, se puede decir que las clases de precipitación son el resultado de las características de la ascendencia y -- de la temperatura del aire debajo de las nubes (30,75). A continuación se resumen en la Tabla 3.13 (10,21) las características más importantes de las clases de precipitación y posteriormente se describe sucintamente los mecanismos que dan origen a cada clase de precipitación.

T A B L A 3.13
CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS PRINCIPALES CLASES DE PRECIPITACION.
(L. García de Pedraza, 1977).

CLASE DE PRECIPITACION	SIMBOLO	NUMERO DE GOTAS	TAMAÑO DE LAS GOTAS	VELOCIDAD DE CAIDA	CANTIDAD DE AGUA	NUBE DE PROCEDENCIA
LLUVIA.	●	Grande	Mediano (0.5mm)	Moderada	Variabile	Nimbostratus, stratocumulus y stratos.
LLOVIZNA.	◉	Enorme	Pequeño (0.5mm)	Muy lenta	Escaso	Altostratos y estratos
AGUACERO.	▽	Moderado	Grande	Grande	Grande	Cúmulonimbos.
NIEVE	✕	Son copos	Mediano	Lentísima	Pequeño	Altostratos, nimbostratos y stratocumulus.
GRANIZO.	△	Son gotas congeladas	Grande o muy grande	Muy grande	Grande	Cúmulonimbos.

Al describir la teoría de Bergeron, se indicó que al empezar a crecer los cristales de hielo inician su descenso a través de la nube y colisionan con gotas superenfriadas y otros cristales de hielo; las gotas pueden congelarse por contacto y -- los cristales unirse entre sí, de esta manera se originan los copos de nieve. Si -- la temperatura del aire es lo suficientemente baja, los copos de nieve pueden llegar al suelo, sin embargo en la mayoría de los casos, la temperatura del aire es -- lo suficientemente elevada para fundir los copos y por lo tanto se origina lluvia. Debido al mecanismo anterior, es común la ocurrencia de la nieve en la cima de las montañas y la lluvia en los valles (2,77).

En las nubes cumulonimbo existe una fuerte corriente ascendente y gran cantidad de agua superenfriada, esto último origina que los cristales de hielo en crecimiento se transformen en pequeñas bolas de hielo que caen, pero debido a la corriente ascendente son lanzadas hacia arriba, donde más gotas se hielan uniéndose a la bola de hielo, vuelve a caer y saldrá de la nube cuando sea lo bastante pesada para vencer la fuerte corriente ascendente, originándose así el granizo.

3.8.5.4 OCURRENCIA DE LOS MECANISMOS DE LLUVIA EN LA REPUBLICA MEXICANA. En el proceso de coalescencia, las gotas deben recorrer distancias considerables dentro de

la nube para poder interceptar gran cantidad de gotas y alcanzar un diámetro de -- 0.5 a 1.0 mm, que es el tamaño regular de una gota de lluvia. La lluvia así formada se dice que proviene de nubes 'cálidas', ya que éstas no han alcanzado comúnmente el nivel de congelación. Este tipo de lluvia ocurre en las planicies costeras y tierras bajas de la República Mexicana (16,324).

Respecto al proceso de formación de la lluvia basado en la Teoría de Bergeron, se puede decir que es el responsable de la mayoría de las lluvias que ocurren en el norte del país y en la altiplanicie, donde las cimas de las nubes de desarrollo -- vertical alcanzan rápidamente el nivel de congelación (16,324).

3.8.6 TIPOS DE PRECIPITACIONES.

3.8.6.1 CLASIFICACION. En resumen, las nubes se forman por enfriamiento del aire -- por debajo de su punto de saturación. El enfriamiento citado, puede tener origen se gún varios procesos, que conducen al ascenso adiabático. Si el enfriamiento continúa más allá de la formación de las nubes, la intensidad y cantidad de precipitación dependerán del contenido de humedad del aire y de su velocidad de ascensión -- vertical, así como del abastecimiento de aire húmedo por el mecanismo de la tormenta (13,41).

De acuerdo con la causa que origina el ascenso de la masa de aire húmedo, pueden -- distinguirse tres tipos de precipitaciones:

1. Precipitaciones CONVECTIVAS.
2. Precipitaciones OROGRAFICAS.
3. Precipitaciones CICLONICAS o de FRENTEs.

3.8.6.2 PRECIPITACIONES CONVECTIVAS. Este tipo de precipitación tiene su origen en la inestabilidad de una masa de aire más caliente que el circundante. Este aire -- más caliente, asciende y se enfría adiabáticamente y alcanza su punto de condensación debido a la velocidad vertical adquirida, formándose nubosidad de tipo cumuli forme, la cual genera precipitaciones en forma de aguaceros (13,42).

Las precipitaciones convectivas, se originan en tiempo cálido y pueden estar acompañadas de vientos, relámpagos, truenos y vientos locales, pero principalmente con sisten de lluvia y ocasionalmente de granizo (26,79).

3.8.6.3 PRECIPITACIONES OROGRAFICAS. Cuando los vientos cargados de humedad, mo--- viéndose ordinariamente del océano a Tierra, encuentran una barrera montañosa. la masa de aire es forzada a ascender, enfriándose y originándose las precipitaciones que se presentan en forma de lluvia o nieve, siendo muy irregulares en importancia y localización (13,42).

Comúnmente, la precipitaciones mayor a barlovento, disminuyendo rápidamente a sota vento y el máximo se presenta antes de la divisoria. Resulta oportuno aclarar que algunas veces el efecto orográfico es únicamente el mecanismo de inicio de la actividad convectiva, lo anterior principalmente en masas de aire inestables (13,42).

3.8.6.4 PRECIPITACIONES CICLONICAS. Estas precipitaciones están asociadas al paso de un ciclón y pueden corresponder a dos casos: no frontal y frontal. La precipitación no frontal puede ocurrir en cualquier depresión barométrica, resultando el ascenso debido a la convergencia de masas de aire que tienden a rellenar la zona de baja presión (13,41). La precipitación frontal puede estar asociada a un frente -- frío o a un frente cálido, los cuales se describen en detalle en el inciso 3.9.2 .

3.8.7 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION EN LA REPUBLICA MEXICANA.

3.8.7.1 FENOMENOS METEOROLOGICOS QUE ACTUAN EN LA REPUBLICA MEXICANA. Los fenóme-- nos meteorológicos que determinan la magnitud y ocurrencia de la precipitación en la República Mexicana son: los ciclones tropicales o huracanes, los vientos ali--- sios, los movimientos de masas de aire de tipo monzónico, el frente ecuatorial y -- las perturbaciones ciclónicas propias de las latitudes medias.

El ciclón tropical constituye el hidrometeoro más importante, ya que debido a sus efectos, las zonas áridas de nuestro país no son más extensas. La mayor parte de --

la precipitación que se recibe en el territorio durante fines del verano y el otoño, se debe a los ciclones tropicales, pues aunque de hecho sólo afectan las costas del país, su influencia llega hasta el interior.

Los vientos alisios afectan la precipitación, principalmente en el verano, en la zona Este de la Sierra Madre Oriental y en la región del sureste, sin embargo sus efectos en el interior del país, desafortunadamente no son tan marcados como los de los huracanes. Los fenómenos monzónicos incrementan las influencias de los vientos alisios.

El frente ecuatorial actúa al sur de México durante el verano. Por último, las perturbaciones de las latitudes medias que invaden el país en el invierno, influyen principalmente en el régimen pluviométrico del noroeste del territorio y aumentan la precipitación invernal de la porción norte de país, de la zona sureste y en ocasiones, también de la Altiplanicie Mexicana, ya que con ellas se desplazan masas de aire frío que descargan su humedad en estas regiones (11,9).

3.8.7.2 DISTRIBUCION GENERAL DE LA PRECIPITACION. La precipitación predominante en el país es la de clase pluvial y su distribución en el territorio es muy irregular dada la situación geográfica del mismo. En general la precipitación aumenta en una dirección norte-sur debido a la influencia de la latitud, sin embargo el relieve produce un efecto muy importante en la distribución, la cual se puede resumir como sigue:

1. La mayor precipitación (más de 4,000 mm anuales) se concentra en la parte sur-oriental del país, debido a su gran altitud e incidencia de todos los fenómenos meteorológicos previamente citados.
2. Se advierte que las zonas altas: Sierra Madre Oriental, Sierra Madre Occidental, Sierra Volcánica Transversal y Sierra Madre del Sur especialmente, registran precipitaciones mayores a los 1,000 mm, pues constituyen barreras al paso de las masas de aire húmedo.
3. Las regiones limitadas por las zonas altas citadas, como son la Depresión del Balsas y los Valles de Oaxaca, de Puebla y del Distrito Federal, así como las planicies costeras, reciben precipitaciones comprendidas entre los 500 y los 2,000 mm, dependiendo de su ubicación en cuanto a altitud y exposición a los vientos húmedos.
4. La Península de Yucatán recibe en realidad poca precipitación para su latitud, debido a la escasez de relieve.
5. Por último, respecto al resto del país, es decir, Península de Baja California, planicies costeras y altiplanicie mexicana, constituyen las zonas de más baja precipitación (fluctúa de 50 a 500 mm), pues por estar bajo las influencias de las calmas tropicales, únicamente reciben los efectos de algunos de los fenómenos meteorológicos mencionados.

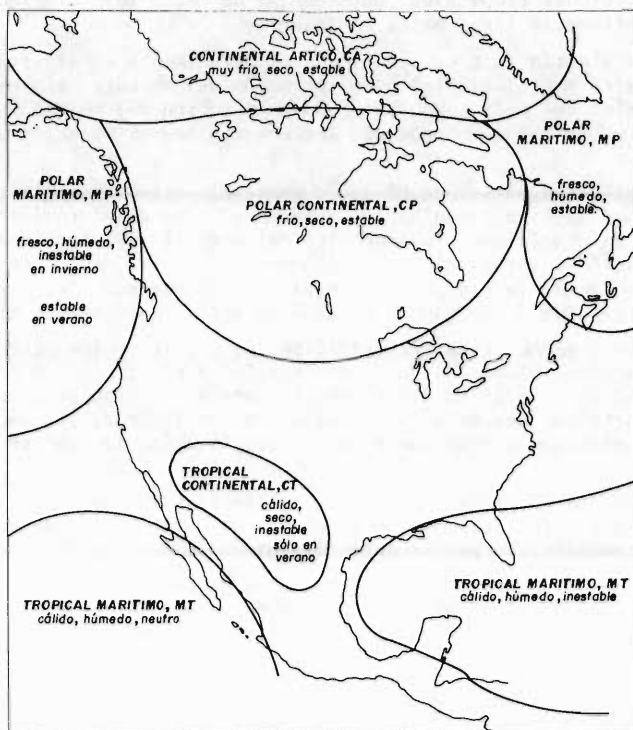
3.9 DINAMICA ATMOSFERICA.

3.9.1 MASAS DE AIRE.

3.9.1.1 CLASIFICACION. De acuerdo a lo expuesto en el inciso 3.4, el aire atmosférico está en movimiento. Sin embargo, en algunas regiones del planeta el aire permanece estancado largos períodos y adquiere las características de temperatura y humedad del suelo sobre el que se asienta, debido a que alcanzó un equilibrio en las distribuciones de temperatura y humedad.

El sistema comúnmente aceptado para clasificar las masas de aire es el que utiliza las características térmicas de las regiones de origen y la humedad de la masa de aire, representada por las palabras: continental (c) para el aire seco y marítima (m) para el aire húmedo. Las designaciones térmicas son: tropical (T), polar (P) y ártica (A). En la Fig. 3.32 (2,55) se muestran las masas de aire que afectan América del Norte.

Fig. 3.32
MASAS DE AIRE QUE INVADEN AMERICA DEL NORTE



3.9.1.2 MASAS DE AIRE QUE LLEGAN A LA REPUBLICA MEXICANA. Las masas de aire que invaden a México durante el invierno son: la polar continental y la polar marítima, que entra por el noroeste desde el Océano Pacífico septentrional. Estas masas de aire frío ocasionan los llamados 'Nortes' del Golfo de México (15,231).

Durante la época de lluvias entran al país la masa de aire tropical marítimo, procedente del Atlántico tropical y en menor grado la tropical del Pacífico. Respecto a la masa tropical continental, se manifiesta en cierta medida en la zona árida -- del noroeste, asociada a una zona de alta presión de origen térmico, donde el aire es bastante seco debido a la subsidencia del aire, propia de la celda subtropical del Pacífico (15,231).

3.9.2 FRENTES.

3.9.2.1 GENERALIDADES. Cuando las masas de aire se ponen en movimiento no se mezclan con otras masas distintas y la separación entre ellas recibe el nombre de FRENTE. La designación de frente se debe a que su descubrimiento se realizó a fines de la I Guerra Mundial y el hecho de que una masa de aire avance desplazando a otra, dio cierta semejanza con los frentes de guerra (9,45). El frente conserva la denominación de la masa de aire que avanza; se denomina FRENTE CALIDO cuando una masa de aire caliente en la que avanza y FRENTE FRIO cuando avanza una masa de aire -- frío.

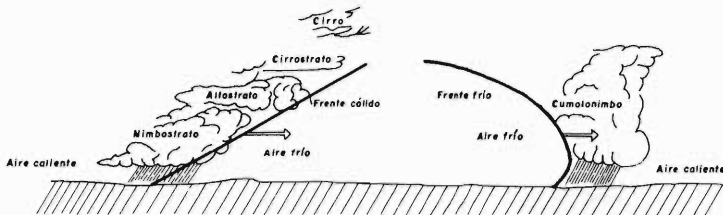
En los mapas meteorológicos, el frente cálido se representa con una línea orlada -- con semicírculos dirigidos en el sentido de avance o con una línea roja continua; en cambio, el frente frío se esquematiza con una línea orlada con dientes (triángulos) dirigidos hacia el sentido de avance, o bien, con una línea azul continua.

Existen otros dos tipos de frentes, el ESTACIONARIO y el OCLUIDO, el primero se -- tiene cuando la superficie frontal permanece en reposo sin sufrir movimiento hacia

una de las masas (5,G.2) y el segundo será descrito en el inciso 3.9.3 como fase de la vida de una borrasca.

3.9.2.2 FRENTE CALIDO. El aire caliente avanza sobre el frío, pero debido a su mayor densidad, no es desalojado totalmente, de manera que el aire cálido asciende suavemente por la superficie frontal, que actúa como una rampa con pendiente del orden de 1 a 2%, por ello la condensación se efectúa en forma de nubes estratificadas del tipo nimbostratus, altostratus, cirrostratos y por último, en la parte más alta, los cirrus. Las precipitaciones que se originan abarcan grandes extensiones (300 Km o más) y es ligera y continua. Ver Fig. 3.33 (2,74) siguiente y Fig. 3.35 de la página

Fig. 3.33
DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LOS FRENTE CALIDO Y FRIO.



3.9.2.3 FRENTE FRIO. En este frente el aire frío avanza y desplaza al aire caliente. Además, como la masa fría es más densa, invade al aire caliente por debajo, como si fuese una cuña, originando un levantamiento violento del aire cálido, produciéndose abundantes nubes de desarrollo vertical (cúmulus y cumulonimbos) con techos bastante altos y se producen bruscas e intensas precipitaciones. Ver Fig. 3.33 anterior.

3.9.3 BORRASCAS O CICLONES EXTRATROPICALES.

3.9.3.1 ORIGEN Y FORMACION. El frente polar, que separa el aire polar y el templado, varía mucho en posición: en verano avanza hacia latitudes más altas y en invierno no se desplaza hacia latitudes más bajas. Además no sigue la dirección de los paralelos, sino que forma ondulaciones que dan lugar a borrascas, depresiones frontales o ciclones extratropicales, que son bastante frecuentes en las zonas templadas (ver Fig. 3.37 de la página 3-47) y que constituyen grandes áreas de baja presión con sus vientos característicos.

Entonces, en alguna zona del frente polar, el aire polar empuja sobre el aire tropical y éste a su vez, avanza hacia el norte contra el aire polar. Como consecuencia de ambos empujes, el frente polar se ha ondulado y se ha convertido en un frente frío, que avanza hacia el ecuador y en un frente cálido que se desplaza hacia el polo (9,48), además se origina una circulación del viento contraria a las manecillas de reloj. Las siguientes fases de desarrollo se ilustran en la Fig. 3.34 (5, G.2) de la página siguiente.

Por otra parte, en la Fig. 3.35 (25,302) de la página siguiente, se muestra el modelo del ciclón extratropical o borrasca de J. Bjerknes, en el cual se indican además sus dimensiones aproximadas.

3.9.3.2 FRENTE OCLUIDO Y DURACION DE LAS BORRASCAS. Como el frente frío avanza con mayor rapidez que el cálido, llega un momento en que el frente frío alcanza al frente cálido y se forma un frente OCLUIDO. A nivel del suelo, el frente ocluido tiene aire polar a su izquierda y a su derecha, mientras que el aire cálido es empujado hacia arriba. Aunque ambos son aires polares, han seguido distintas historias de evolución y por ello uno es más frío que el otro. Si es más frío el de la izquierda, se comporta como frente frío y se llama OCLUSION FRIA. Si el aire polar que empuja es más caliente, se denomina OCLUSION CALIDA. Las oclusiones se ilustran en la Fig. 3.36 (20,115) de la página 3-47.

Durante la mayor parte de su existencia la borrasca se encuentra en estado de ocusión. Gradualmente los frentes comienzan a disolverse a medida que la energía cinética del vórtice se disipa por fricción y los vientos decrecen (20,116). En general, el ciclo de duración de una borrasca puede fluctuar entre un día y una semana, según su grado de desarrollo; sin embargo la primera fase de la Fig. 3.34 siguiente, puede ocurrir en sólo unas horas (2,59).

Fig. 3.34
PRINCIPALES FASES DE LA EVOLUCION DE UNA BORRASCA
 (R. Candel Vila, 1979)

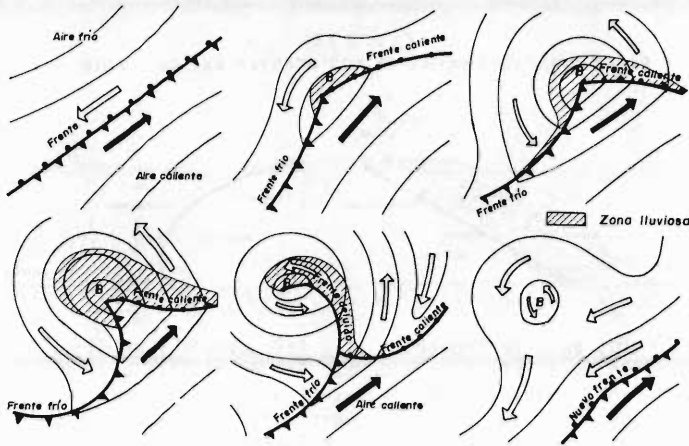


Fig. 3.35
MODELO DE BJERKNES DE UN CICLON EXTRATROPICAL

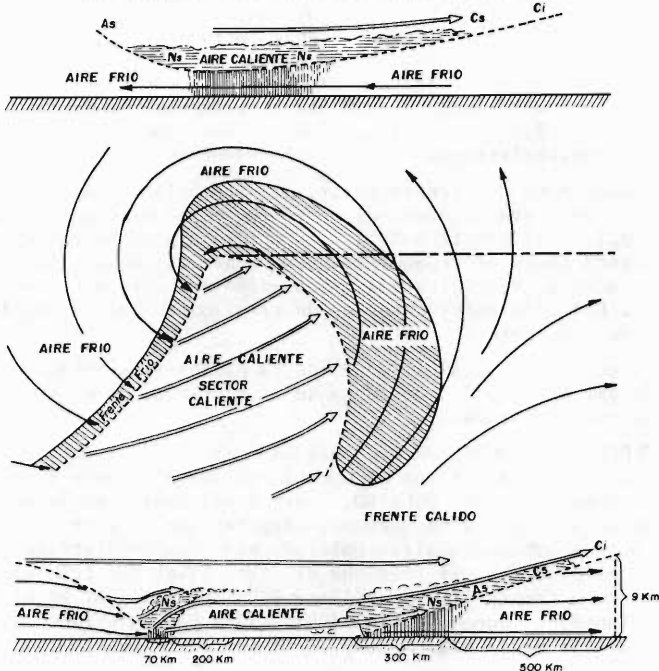
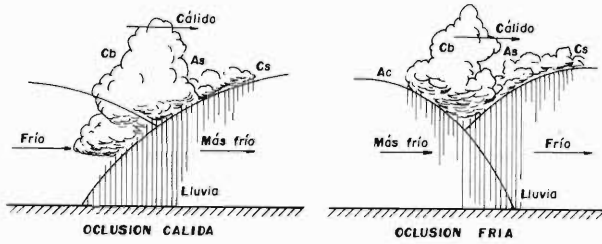


Fig. 3.36

ESQUEMAS DE LOS FRENTE OCLUIDOS



3.9.4 ANTICICLONES.

Los anticiclones o zonas de alta presión se forman cuando sobre un área se acumula el aire que desciende desde capas más altas. Conforme el aire desciende, la presión atmosférica aumenta, el aire se comprime y como consecuencia se calienta adiabáticamente, aumentando su capacidad para contener vapor de agua, por ello no se forman nubes. Solamente, cuando el aire es muy húmedo se pueden formar nieblas o nubes estratificadas, que pueden originar lloviznas en las zonas montañosas (9,53).

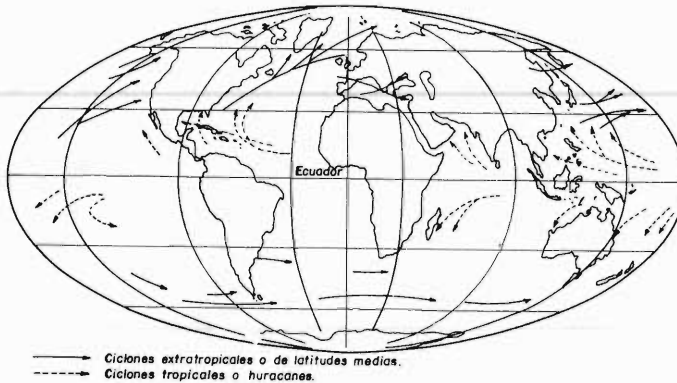
Los anticiclones, dan lugar a un tiempo despejado, con enturbiamientos del aire, - debido a que los humos y polvos se depositan en las zonas bajas. En las noches, el enfriamiento del suelo es intenso, pues no existe capa protectora de nubes y el calor se pierde por radiación, entonces, el aire que está en contacto con el suelo se enfría y da lugar a nieblas, cuya formación se favorece debido a la abundancia de polvo y humo en las capas bajas (9,53).

3.9.5 CICLONES TROPICALES (HURACANES).

3.9.5.1 GENERALIDADES. Los ciclones tropicales son borrascas de gran intensidad, - que se producen en la zona intertropical y que tienen dimensiones horizontales relativamente pequeñas (260 a 780 Km). Estas perturbaciones tienen diversos nombres y así en China se llaman Tifones, Baguío en el archipiélago filipino, Willy-Willy en Australia, Ciclón en el Océano Indico y Huracanes en el Océano Atlántico. En la Fig. 3.37 (5,G.5) siguiente, se muestran las zonas de ocurrencia de los ciclones - tropicales y sus trayectorias más comunes.

Fig. 3.37

PRINCIPALES TRAYECTORIAS CICLONICAS

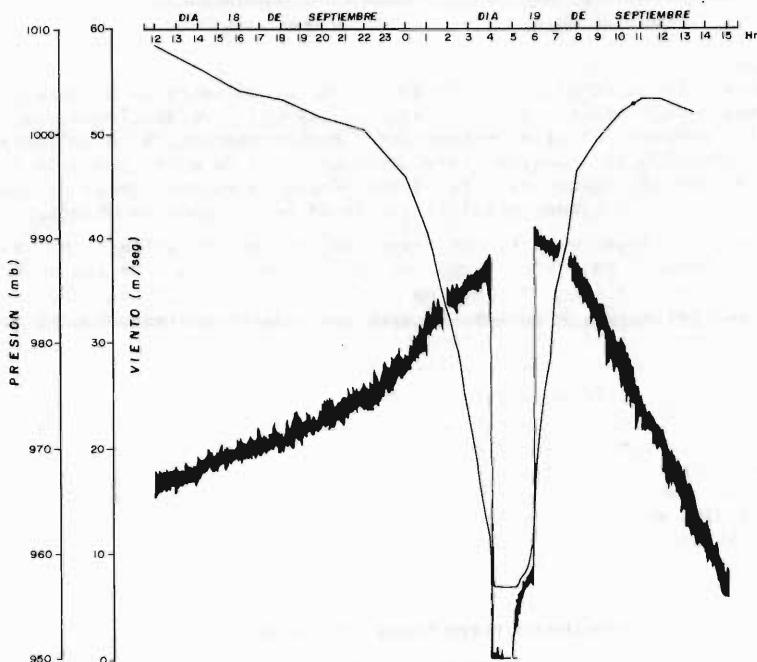


En la referencia bibliográfica 28, se tiene concentrada toda la información relativa a los huracanes que han afectado a la República Mexicana, incluyendo sus características, trayectorias y fechas de llegada.

Las características principales de los huracanes son la baja presión en el centro y la elevada velocidad del viento en un vórtice del orden de 500 Km y con duración de algunos días o de hasta una semana. La diferencia de presión entre el centro del huracán y la parte externa del vórtice es de unos 50 mb, pero en los huracanes más fuertes ha alcanzado los 100 mb (2,95). Lo anterior origina intensos gradientes de presión y velocidades del viento muy elevadas. Ver Fig. 3.38 (28,5) siguiente, como ejemplo de lo anterior.

Fig. 3.38

REGISTRO BAROMETRICO Y DE VIENTOS DEL CICLON HILDA, A SU PASO POR TAMPICO EN SEPTIEMBRE DE 1955



Normalmente a unos 30 Km del centro del huracán se producen los vientos más fuertes que llegan a ser de más de 288 Km/hr (2,95).

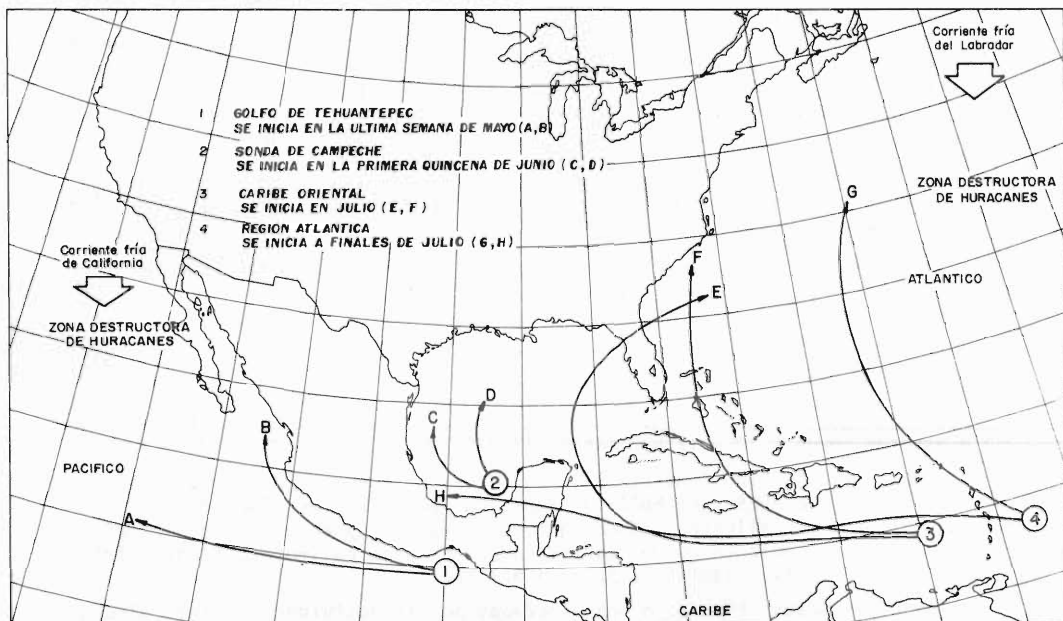
3.9.5.2 ORIGEN DE LOS HURACANES. Se supone que el remolino inicial del huracán se originó alrededor de un centro de bajas presiones, entre los 8° y los 15° de latitud, donde la aceleración de Coriolis es suficiente para producir la rotación del viento (5,6.5). La enorme cantidad de energía que se necesita para la formación de un huracán, proviene del calor latente de vaporización almacenado en el vapor de agua. Sin embargo, el mecanismo exacto de su formación aún se desconoce (2,96). Mayores detalles sobre este tópico pueden ser consultados en la referencia recomendada 1.

Mediante el uso de satélites meteorológicos, se sabe en la actualidad que en el Océano Atlántico en promedio en un año se forman 100 temporales, los que se llaman DEPRESIONES TROPICALES, cuando los vientos que producen son inferiores a 63 Km/hr. Durante los meses de septiembre, octubre y noviembre, más de 10 depresiones tropicales se intensifican y reciben el nombre de TORMENTA TROPICAL, cuando sus vientos fluctúan entre 63 y 117 Km/hr y por último, 6 de tales tormentas alcanzarán la intensidad de Huracán (2,97).

Específicamente, los huracanes que llegan a la República Mexicana se originan en las regiones matrices que se ilustran en la Fig. 3.39 (28,4) siguiente y tienen las trayectorias indicadas.

Fig. 3.39

REGIONES MATRICES DE HURACANES Y RUMBOS QUE GENERALMENTE TOMAN LOS QUE EN ELLAS SE ORIGINAN



3.9.5.3 DAÑOS CAUSADOS POR LOS HURACANES. Cuando un huracán entra a un continente o se desplaza sobre el océano en latitudes más altas, se debilita. Esto ocurre por que el terreno ejerce sobre el huracán una fuerza de fricción que reduce sus vientos, o porque se reduce la aportación de energía cuando el ciclón se aleja de las regiones oceánicas cálidas.

Los huracanes tienen un gran poder destructivo y pueden ocasionar cuantiosos daños materiales y causar numerosas víctimas, debido principalmente a sus fuertes vientos, lluvias torrenciales y graves inundaciones que originan. Pudiéndose citar el huracán que azotó Bangla-Desh en noviembre de 1970 que ocasionó más de 250,000 muertos (2,98).

3.9.5.4 DIFERENCIAS PRINCIPALES ENTRE LOS CICLONES TROPICALES Y LAS BORRASCAS. Los ciclones tropicales o huracanes son en realidad bastante similares a los ciclones extratropicales o borrascas en su base conceptual, sin embargo, tienen 5 diferencias principales en sus características, éstas son (5,6,5):

- 1a. El diámetro de los huracanes rara vez excede de varios cientos de kilómetros, en cambio en las borrascas pueden alcanzar más de 3,000 kilómetros.
- 2a. Las isobaras del huracán son más simétricas y casi circulares y no así las de las borrascas.
- 3a. Los huracanes tienden a producir temperaturas y lluvias torrenciales distribuidas uniformemente alrededor de su centro, en cambio en las borrascas son fuertemente influenciadas por sus frentes.
- 4a. En los huracanes no se producen cambios bruscos en la dirección del viento,

su movimiento es espiral, con fuertes corrientes ascendentes en forma de torbellino.

- 5a. En contraste con lo que ocurre en las borrascas, el centro del huracán es bastante tranquilo y sin lluvias, se denomina 'ojo del huracán', pudiendo variar su diámetro de 20 a 40 kilómetros.

3.9.6 TORMENTAS CONVECTIVAS.

3.9.6.1 MECANISMO CONVECTIVO. En los días de verano, con gran insolación y fuerte radiación, el aire de las capas bajas se calienta al estar en contacto con determinadas zonas de la superficie terrestre. El aire al calentarse, se expande, se hace más ligero y asciende. A medida que sube se dilata aún más, porque cada vez la presión atmosférica exterior es más baja, el aire le rodea es más denso y más frío, es decir, es una atmósfera inestable.

Cuando empieza la condensación, se desprende el calor latente de vaporización y se calienta la masa de aire, creándose un empuje adicional que acelera la ascendencia; entonces, la masa de aire sube más de prisa que antes de iniciarse la condensación.

Mientras el aire continúa ascendiendo aumenta el tamaño de la nube. El espesor de la nube convectiva depende del gradiente de temperatura, de la humedad en la atmósfera y del volumen de la masa de aire que se eleva.

Si existe una inversión de temperatura en la altura, ésta puede actuar como barrera y evitar que continúe la convección, de no ser así, la corriente convectiva asciende hasta alcanzar la capa estable situada en la estratosfera, a unos 15 kilómetros. Sin embargo, lo común es que las nubes convectivas del tipo cumulonimbo lleguen a alturas de unos 10 o 12 kilómetros (2,85).

3.9.6.2 TIPOS DE TORMENTAS CONVECTIVAS. Las tormentas convectivas son usualmente clasificadas en FRONTALES y de MASAS DE AIRE. Las tormentas de tipo frontal son -- causadas por el aire caliente y húmedo que es forzado a ascender sobre una cuña de aire frío. El levantamiento puede ocurrir en los frentes calientes, frentes fríos y en las oclusiones (ver incisos 3.9.2 y 3.9.3.2).

Las tormentas de masas de aire no son afectadas por la actividad frontal, sino que ocurren en forma dispersa y aislada. Este tipo de tormenta pueden ser subdivididas en Convectivas y Orográficas, aunque estos procesos o mecanismos de ascensión actúan conjuntamente (27,177).

3.9.6.3 FASES DE UNA TORMENTA CONVECTIVA. En los cumulonimbos se pueden distinguir claramente tres zonas: la base, la zona intermedia y la cima o parte superior. La base de la nube es horizontal y de color gris y está constituida por la condensación del vapor de agua en pequeñísimas gotas. En la zona intermedia tienen lugar -- las corrientes ascendentes y descendentes del aire, que dan lugar a precipitaciones en forma de lluvia o granizo. Por último, la cima tiene al inicio formas redondeadas, con aspecto de coliflor, posteriormente se ensancha y al final adquiere -- forma de yunque, estando formado por cristales de hielo (9,80).

Basándose en sondeos realizados por aviones, observaciones de radar y otras mediciones, se llegó a la conclusión de que tales tormentas están compuestas de una o más 'células', cuyo ciclo de vida pasa por tres fases, desde que comienza la formación del cumulonimbo hasta que se disipa. Tales fases están representadas en la Fig. 3.40 (2,86) de la página siguiente y se describen a continuación:

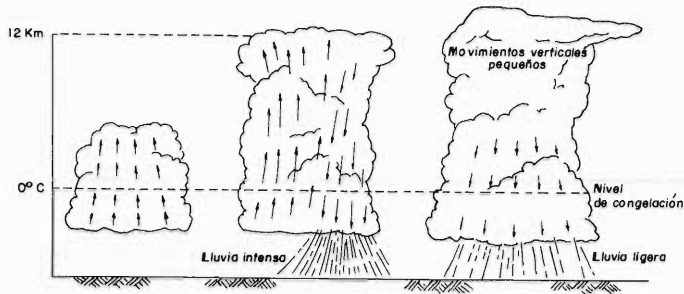
PRIMERA FASE (Fase de Cúmulo): Durante la primera fase de la tormenta se forma el cumulonimbo, se tienen fuertes corrientes ascendentes en el interior de la nube y existen otras corrientes descendentes por los bordes exteriores.

SEGUNDA FASE (Fase de Madurez): Los cristales de hielo de la parte superior empiezan a caer, unas veces por los bordes y otras por el interior de la nube. En el -- primer caso se forman cirrus en la parte exterior de la nube; en el segundo caso, al caer los cristales de hielo por el interior de la nube, se les adhieren gotas -- de agua, las corrientes ascendentes los elevan de nuevo a la porción superior don-

de se congela el agua adherida a los cristales. Este proceso se repite varias veces y el granizo aumenta de tamaño hasta que llega un momento en que cae al suelo, ya sea porque su peso le permite vencer las corrientes ascendentes o porque es llevado o arrastrado por una corriente descendente.

Durante esta fase, se tienen movimientos ascendentes de aire caliente y corrientes descendentes de aire frío, que dan lugar a precipitaciones intensas, que pueden ser en forma de grandes gotas, o en forma de granizo, si su tamaño es lo bastante grande para no darle tiempo a fundirse en el descenso. La estructura del granizo, en capas concéntricas, indica claramente el proceso de formación. Las corrientes descendentes del aire frío causan un descenso de temperatura en la superficie del terreno (9,82). La segunda fase de la tormenta termina cuando cesan las lluvias intensas o las granizadas con vientos racheados.

Fig. 3.40
FASES DE DESARROLLO DE UNA TORMENTA DE UNA SOLA CELULA
 (H.R. Byers y R.R. Braham, 1949)



TERCERA FASE (fase de Disipación): Predominan las corrientes descendentes del aire y las lluvias ligeras. En la parte superior de la nube, los cirrus se unen y toman la forma de un yunque, el cual se alarga en la dirección del viento. Como consecuencia de los vientos descendentes, el aire frío de las capas altas baja a nivel del terreno y la temperatura desciende.

3.9.6.4 OCURRENCIA DE LAS TORMENTAS CONVECTIVAS. Para que se desarrolle una tormenta se requiere, aparte de otras condiciones (inestabilidad atmosférica y humedad en el aire), que la superficie esté caliente. Como la superficie terrestre se calienta con mayor rapidez que el agua, en las áreas continentales se presentan las tormentas al inicio del verano, en cambio en el mar y zonas costeras, se desarrollan en medio del verano, debido al progresivo calentamiento del agua. Por la misma razón, las tormentas en los continentes ocurren entre el medio día y el atardecer, mientras que en el mar suelen ser nocturnas (9,84).

3.9.6.5 DESCARGAS ELECTRICAS DURANTE LAS TORMENTAS. La atmósfera terrestre está poblada de iones libres positivos o negativos, que se mueven libremente dentro de ella. Los iones positivos son más abundantes en las capas altas, ya que los que están junto al suelo son atraídos y neutralizados por la Tierra, que tiene carga eléctrica negativa. A una altitud de unos 100 km existe tal cantidad de iones positivos, que entre esta zona y la superficie terrestre hay una diferencia de potencial de unos 200,000 voltios, la descarga eléctrica no ocurre debido a la gran cantidad de aire que se interpone (9,91).

En los cumulonimbos las gotas de agua, situadas en la región donde abundan las cargas negativas (zona baja), se impregnan con estas cargas, mientras que los cristales de hielo atrapan las cargas positivas que predominan en la zona alta. Esta situación distorsiona el campo eléctrico natural de la atmósfera y crea una situación de inestabilidad. La descarga eléctrica tiene como objetivo fundamental el retornar a la atmósfera a su estado natural (9,92). La intensidad del campo eléctrico

co formado en la nube determina la magnitud de la descarga eléctrica: si es baja - se producen descargas silenciosas y si es alta se produce el rayo (9,93).

En la República Mexicana la mayor ocurrencia de tormentas eléctricas por año asciende a 61 días y en general los lugares con gran número de tormentas eléctricas corresponde a los sitios más lluviosos (16,323).

3.10 ESTIMACION METEOROLOGICA DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

3.10.1 INTRODUCCION.

En el diseño hidrológico de grandes embalses, plantas nucleares y otras obras de control en cauces, cuya falla puede originar la pérdida de vidas humanas y cuantiosos daños materiales a casas, industrias o zonas agrícolas, se utiliza la llamada Avenida Máxima Probable. Tal avenida estará asociada a la denominada Precipitación Máxima Probable (PMP), la cual en términos sencillos se define como el límite superior físico de la precipitación, para una duración determinada y sobre una cuenca particular.

En términos generales, los diversos métodos o criterios de estimación de la precipitación máxima probable se clasifican en 4 grupos básicos:

- 1o. Métodos Empíricos.
- 2o. Método Estadístico.
- 3o. Métodos basados en Modelos de Tormenta.
- 4o. Métodos de Transposición y Maximización de tormentas.

Los dos primeros grupos serán tratados en el capítulo 4 y los dos siguientes serán desarrollados a continuación, en sus bases conceptuales y lineamientos generales, sin profundizar demasiado ya que es un tema que corresponde a un curso de Meteorología Aplicada. Sin embargo, para mayores detalles se recomiendan las referencias 31 y 33. Los métodos del 3o. y 4o. grupos son llamados Métodos Meteorológicos de estimación de la PMP.

3.10.2 MODELOS DE TORMENTA.

3.10.2.1 GENERALIDADES. Los modelos de tormenta son idealizaciones simplificadas del mecanismo real de la tormenta. Su principal objetivo consiste en detectar los parámetros de más peso, que afectan la magnitud de las precipitaciones causadas por la tormenta, para que al maximizar los valores de tales parámetros, se puedan obtener estimaciones razonables de la precipitación máxima probable (31,167).

Los parámetros que definen la magnitud de las precipitaciones que se calculan con un modelo de tormenta, se pueden resumir en las siguientes 4 características (6,--7.12):

1. Temperatura de punto de rocío de aire que ingresa al modelo.
2. Velocidad del flujo de aire que entra al modelo.
3. Alturas de los niveles principales del modelo (desarrollo vertical del modelo).
4. Factor geométrico del modelo (magnitud de la base del modelo).

Las estimaciones de la intensidad de precipitación a través de los modelos de tormenta, dependen de la aplicación del principio de continuidad del flujo de aire y flujo de humedad, pero principalmente bajo simplificaciones debido a la falta de datos. Por ejemplo, el almacenamiento de agua líquida y sólida en la masa de aire, puede no ser medido satisfactoriamente antes y después de la lluvia y por ello es usualmente ignorado. Adicionalmente, los modelos de tormenta son más útiles en situaciones de gran escala, más que en pequeñas tormentas intensas, debido principalmente a que los errores en el flujo de humedad en grandes tormentas son sólo una pequeña porción del total del flujo de aire entrante y de la precipitación y donde además, el almacenamiento es despreciable (31,168).

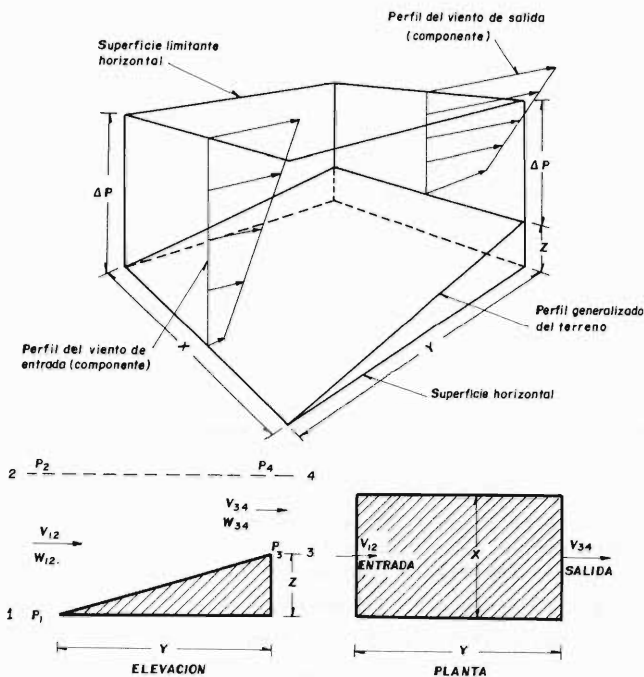
Básicamente se tienen dos modelos de tormenta, el del Plano Inclinado y el de Convergencia, el primero describe el proceso de las lluvias de tipo orográfico y de frente cálido, en cambio el segundo, describe el modelo de flujo comúnmente encon-

trado en tormentas que involucran convergencia y turbulencia (31,168).

3.10.2.2 MODELO DEL PLANO INCLINADO. Este modelo se esquematiza en la Fig. 3.41 siguiente.

Fig. 3.41

MODELO DEL PLANO INCLINADO.



La aplicación del principio de continuidad a la masa de aire y al flujo de humedad, ignorando el almacenamiento en la columna, conduce a las siguientes ecuaciones:

$$V_{12} \Delta P_{12} = V_{34} \Delta P_{34} \quad (3.29)$$

$$X V_{12} W_{12} = Q_p + X V_{34} W_{34} \quad (3.30)$$

en las cuales:

- V_{12} = velocidad media del aire entre los niveles 1 y 2, en m/seg.
- V_{34} = velocidad media del aire entre los niveles 3 y 4, en m/seg.
- ΔP_{12} = diferencia de presión entre los niveles 1 y 2, en milibares.
- ΔP_{34} = diferencia de presión entre los niveles 3 y 4, en milibares.
- X = ancho del modelo, en metros.
- W_{12} = agua precipitable entre los niveles 1 y 2, en metros.
- W_{34} = agua precipitable entre los niveles 3 y 4, en metros.
- Q_p = agua que se precipita, en m^3 /seg.

Combinando las ecuaciones 3.29 y 3.30 se obtiene:

$$Q_p = X V_{12} \left(W_{12} - W_{34} \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \right) = X V_{12} W_{12} \left(1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \frac{W_{34}}{W_{12}} \right) \quad (3.31)$$

En la ecuación anterior, el primer paréntesis corresponde al Agua Precipitable Efectiva (W_e) y el segundo, al llamado Factor de Convergencia (6,7.16). Entonces, la intensidad media de la precipitación (i) en el área de la base de la columna será:

$$i = \frac{X}{A} V_{12} W_{12} \left(1 - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \frac{W_{34}}{W_{12}} \right) \quad (3.32)$$

estando i en m/seg y A en metros cuadrados.

Es conveniente indicar que la determinación de la longitud característica X es muy delicada, ya que interviene en forma lineal en la intensidad i .

EJEMPLO 3.3:

El flujo de aire saturado con temperatura de punto de rocío de 21.1°C, llega a un valle aproximadamente rectangular de 48.3 Km de ancho y 80.5 Km de largo, su velocidad es de 32.2 Km/hr (8.94 m/seg). La masa de aire tiene un techo que alcanza a los 300 mb y el valle tiene un desnivel del orden de 910 metros y su piso está a los 1,000 mb. Estimar la intensidad de la lluvia en el valle, por medio del modelo del plano inclinado.

NOTA: Este ejemplo ha sido tomado de la referencia 31, página 170.

DESARROLLO: Primeramente se obtienen las equivalencias del nivel de 300 mb a altitud y de 910 metros a presión en mb, por medio de la ecuación 3.8 de la página 3-20, esto es:

$$p = 300 = 1,013.2 \left(\frac{288 - 0.0065 Z}{288} \right)^{5.256}$$

$$\therefore Z = 9,158.7 \text{ m} = 9,000 \text{ metros (niveles 2 y 4).}$$

$$p = 1,013.2 \left(\frac{288 - 0.0065 \cdot 910}{288} \right)^{5.256} = 908.5 \text{ mb}$$

$$\therefore p = 900 \text{ mb (nivel 3).}$$

Como el piso del valle está a los 1,000 mb la temperatura de punto de rocío de 21.1°C no requiere ajuste con la Fig. 3.26 de la página 3-29 y entonces el agua precipitable se calcula con la Tabla 3.10 (página 3-30), obteniéndose:

$$W_{12} = 57.5 \text{ milímetros} = 0.0575 \text{ metros} = W_{14}$$

$$W_{34} = W_{14} - W_{13} = 57.5 - 14.8 = 42.7 \text{ mm} = 0.0427 \text{ metros.}$$

Entonces, aplicando la ecuación 3.32 se tiene:

$$i = \frac{48.3 \cdot 10^3}{(48.3)(80.5)10^6} (8.94)(0.0575) \left(1 - \frac{1,000 - 300}{900 - 300} \frac{0.0427}{0.0575} \right) =$$

$$i = 8.533 \cdot 10^{-7} \text{ m/seg} = 3.07 \text{ mm/hr} \quad \therefore \underline{i = 3.1 \text{ mm/hr.}}$$

Si la lluvia se precipitara únicamente en los primeros 16 kilómetros del valle, la intensidad sería 15.5 mm/hr, ya que el área (A) cambia a sólo 772.8 Km² (31,170).

Por otra parte, si toda el agua precipitable pudiera ser liberada sobre la cuenca, la intensidad resultante sería (31,170):

$$i = \frac{X}{A} V_{12} W_{12} = \frac{48.3 \cdot 10^3}{(48.3)(80.5)10^6} (8.94)(0.0575) = 6.39 \cdot 10^{-6} \text{ m/seg}$$

$$\therefore \underline{i = 23.0 \text{ mm/hr.}}$$

3.10.2.3 MODELO DE CONVERGENCIA. En este caso el flujo convergente inferior obliga a la masa de aire a ascender y produce un flujo divergente en los niveles superiores. El caso más simple correspondiente a un flujo convergente radial se muestra esquemáticamente en la Fig. 3.42 de la página siguiente. Para tal caso, la ecuación del modelo es (31,172):

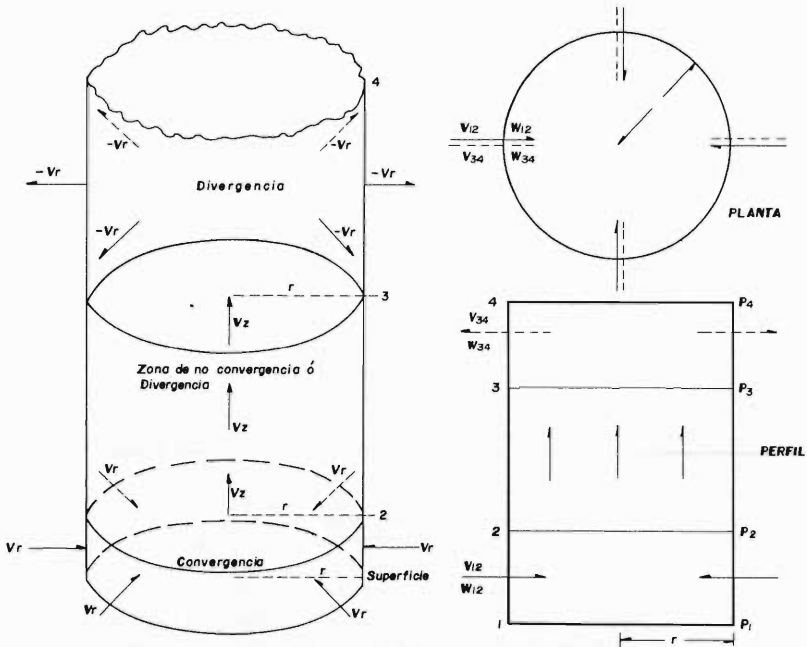
$$i = \frac{2V_{12}}{r} \left(W_{12} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} W_{34} \right) \quad (3.33)$$

siendo $(2/r)$ el llamado Factor Geométrico del modelo, ya que r es el radio de la -

celda en metros y nuevamente el valor del paréntesis corresponde al agua precipitable efectiva. Las otras variables son idénticas a las utilizadas en las fórmulas del modelo del plano inclinado.

Fig. 3.42

MODELO DE CONVERGENCIA



La determinación o selección del nivel superior del modelo (nivel 4), deberá estar basada en las observaciones de la altitud máxima que alcanzan las nubes, o bien, en función de la temperatura de punto de rocío de la masa de aire que converge, según los valores máximos para las 4 temperaturas siguientes: 10, 15.5, 21.1 y 25.6 °C, los valores son: 300, 240, 150 y 100 milibares, respectivamente; pudiéndose interpolar linealmente si fuera necesario (31,178).

EJEMPLO 3.4:

Si el aire saturado cuya temperatura de punto de rocío es 21.1 °C converge a una celda de 16,100 metros de radio, a una velocidad de 16.1 Km/hr entre 1,000 y 800 milibares y diverge o sale de la celda entre los 600 y 400 milibares. Estimar la intensidad de precipitación que origina dicha tormenta.

NOTA: Este ejemplo ha sido tomado de la referencia 31, página 172.

DESARROLLO: De acuerdo al enunciado se tienen:

$$\begin{aligned}
 V_{12} &= 16.1 \text{ Km/hr} = 4.47 \text{ m/seg} & W_{12} &= 28.1 \text{ mm} = 0.0281 \text{ metros.} \\
 r &= 16,100 \text{ metros.} \\
 \Delta p_{12} &= 200 \text{ mb} & W_{34} &= W_{14} - W_{13} = 55.5 - 46.4 = 9.1 \text{ mm} = 0.0091 \text{ m.} \\
 \Delta p_{34} &= 200 \text{ mb}
 \end{aligned}$$

entonces sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 3.33 se tiene:

$$i = \frac{2(4.47)}{16,100} \left[0.0281 - \frac{200}{200} (0.0091) \right] = 1.06 \cdot 10^{-5} \text{ m/seg} = 38.16 \text{ mm/hr}$$

$$i = 38.2 \text{ mm/hr}$$

Como cálculos complementarios interesantes se tienen (31,173):

a) Si existe divergencia infinita: $i = 2 \sqrt{12} W_{12}/r$

$$i = \frac{2(4.47)(0.0281)}{16,100} = 1.56 \cdot 10^{-5} \text{ m/seg} = \underline{56.2 \text{ mm/hr}}$$

b) Si el flujo divergente ocurre entre 500 y 400 milibares, la velocidad del flujo se duplica pero el flujo de humedad se reduce, entonces:

$$W_{34} = W_{14} - W_{13} = 55.5 - 52.4 = 3.1 \text{ mm} = 0.0031 \text{ metros.}$$

$$i = \frac{2(4.47)}{16,100} \left[0.0281 - \frac{200}{100} (0.0031) \right] = 1.22 \cdot 10^{-5} \text{ m/seg} = \underline{43.8 \text{ mm/hr}}$$

3.10.3 TRANSPOSICION Y MAXIMIZACION DE TORMENTAS.

3.10.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES. Es bastante común aceptar que las precipitaciones extremas acontecidas y registradas en el pasado, son representativas de la ocurrencia de mecanismos muy eficientes de formación de tormentas, los cuales pudieron generar precipitaciones máximas probables si la humedad disponible hubiera sido máxima. De acuerdo a lo anterior, el único factor de maximización sería la humedad (6,7.14).

Afortunadamente las tormentas extremas son fenómenos poco frecuentes, pero debido a ello, ocurren pocas o ninguna sobre una cuenca en particular. Sin embargo, las tormentas extremas que ocurrieron fuera de la cuenca en estudio, pudieron haberse presentado en tal cuenca, de ocurrir uno o más cambios meteorológicos factibles, como por ejemplo, cambio en la trayectoria de un huracán.

Por tales razones, resulta necesario y conveniente incrementar los registros históricos de las tormentas ocurridas en la cuenca en estudio, mediante la transposición de las tormentas registradas fuera de ella (6,7.14).

En el proceso de transposición se toma en cuenta la posibilidad de que, desde el punto de vista de un meteorólogo, o de un hidrólogo especializado, la tormenta ocurrida fuera de la cuenca en estudio sea factible de acontecer en ella y entonces, el ajuste se realiza considerando las condiciones topográficas y las temperaturas de punto de rocío en ambos lugares.

3.10.3.2 RECOPIACION DE INFORMACION HISTORICA. De cada una de las tormentas extremas ocurridas en el pasado, en la cuenca o fuera de ella, debe recopilarse y analizarse la información siguiente:

1. Características sinópticas, incluyendo cartas de isobaras, trayectoria y descripción del fenómeno meteorológico responsable, adjuntando niveles medios, barreras orográficas, fuente de humedad, etc.
2. Registros de temperaturas de punto de rocío representativas del ingreso de humedad. A este respecto, se recomienda utilizar la información de los puntos ubicados entre la fuente de humedad y el área de la tormenta, pues los de esta área son generalmente muy altos debido a la precipitación (33,10). Lo anterior se esquematiza en la Fig. 3.43 (33,10) de la página siguiente.
3. Velocidades medias del viento, mapas de curvas isoyetas y curvas masa de la tormenta, para construir las curvas P-A-D (inciso 4.9 del capítulo 4).

La información anterior permitirá reconocer el tipo de tormentas que ocurren en la cuenca en análisis y en la región en que se ubica y así poder decidir si es posible o no, incluirlas o transponerlas para incrementar el registro.

3.10.3.3 TRANSPOSICION DE TORMENTAS. El proceso de transposición tiene como limitación fundamental el que las tormentas por transponer sean meteorológicamente factibles de acontecer en la cuenca bajo estudio. Tal factibilidad debe ser preferentemente consultada con un especialista en Meteorología (6,7.23).

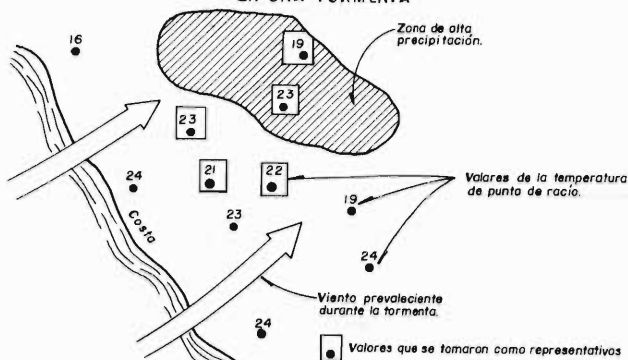
El factor de ajuste por transposición (K_T), se calcula dividiendo el agua precipitable en la cuenca bajo estudio (W_t) entre el agua precipitable en el lugar de la tormenta (W_o), ambos valores calculados para la temperatura de punto de rocío observada durante dicha tormenta, esto es:

$$K_T = W_t / W_o \quad (3.34)$$

Los valores de la precipitación de las curvas P-A-D se multiplican por el factor K_T , para realizar la transposición.

Para aceptar la tormenta transpuesta, se dibujan en papel semilogarítmico sus curvas P-A-D y se comparan con las correspondientes a las tormentas ocurridas en la cuenca. En caso de que la pendiente de las curvas transpuestas sea muy diferente a las de las tormentas registradas, se debe consultar a un meteorólogo para buscar la causa y determinar si la transposición es válida (6,7.16).

Fig. 3.43
DETERMINACION DE LAS TEMPERATURAS DE PUNTO DE ROCIO MAXIMAS EN UNA TORMENTA



3.10.3.4 MAXIMIZACION DE TORMENTAS. La maximización de una tormenta consiste en incrementar la tormenta ocurrida (maximización in situ) o la transpuesta, considerando la máxima temperatura de punto de rocío posible de presentarse en la zona y la ocurrida durante la tormenta. Es decir que (33,15):

$$K_M = W_m / W_o \quad (3.35)$$

siendo:

K_M = factor de maximización, adimensional.

W_m = agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de punto de rocío persistente máxima en la historia de la zona, en milímetros.

W_o = agua precipitable calculada con el valor de la temperatura de punto de rocío observada durante la tormenta, en milímetros.

Se define como temperatura de punto de rocío 'persistente' al máximo valor que es igualado o excedido en todas las observaciones durante un período de 12 horas. Por ejemplo, en la siguiente serie de valores de temperatura de punto de rocío (T_d) observados durante intervalos de 6 horas:

tiempo (hr)	00	06	12	18	24	06	12	18
T_d (°C)	22	22	23	24	26	24	20	21

la temperatura de punto de rocío persistente en 12 horas es 24 °C, la cual se obtiene en el período de las 18 horas a las 6 de la mañana (33,9).

EJEMPLO 3.5:

Una tormenta que ocurrió sobre una cuenca de 2,600 Km², cuya altitud es 305 m.s.n.

m. tiene el siguiente registro de lluvias contra duraciones:

Duración (hr)	6	12	18	24
Lluvia (mm)	203.2	254.0	304.8	330.2

Durante la tormenta la temperatura de punto de rocío referida a los 1,000 mb fue 21.1 °C y el techo de las nubes llegó a los 200 mb. Dicha tormenta será transpuesta y maximizada en una cuenca del mismo orden de magnitud, pero de una altitud de 460 m.s.n.m., ubicada dentro de la misma zona meteorológicamente homogénea y en la cual, la temperatura de punto de rocío máxima durante la época de ocurrencia de la tormenta fue 22 °C.

NOTA: Este ejemplo ha sido tomado de la referencia 31, página 209.

DESARROLLO: Primeramente se obtiene la altitud correspondiente a los 200 mb por medio de la ecuación 3.8, en este caso igual a 11,800 metros aproximadamente. A continuación, se refiere a nivel del mar (1,000 mb) la temperatura de punto de rocío máxima de 22 °C medida a una altitud de 460 metros, lo anterior por medio de la -- Fig. 3.26 de la página 3-29, obteniéndose 23.9 °C. En seguida se evalúan los factores de transposición y maximización como se ilustra:

Agua precipitable entre 1,000 mb y 11,800 metros para $T_d = 21.1^\circ\text{C} = 57.6 \text{ mm}$ - (obtenida en la Tabla 3.10 de la página 3-30).

Agua precipitable entre 1,000 mb y 305 m.s.n.m. para $T_d = 21.1^\circ\text{C} = 5.5 \text{ mm}$

Agua precipitable durante la tormenta: $W_0 = 57.6 - 5.5 = 52.1 \text{ mm}$

Agua precipitable entre 1,000 mb y 460 m.s.n.m. para $T_d = 21.1^\circ\text{C} = 8.2 \text{ mm}$

Agua precipitable en la cuenca en estudio: $W_t = 57.6 - 8.2 = 49.4 \text{ mm}$

Entonces, el factor de transposición será: $K_T = 49.4/52.1 = 0.9482$

Agua precipitable entre 1,000 mb y 11,800 metros para $T_d = 23.9^\circ\text{C} = 73.4 \text{ mm}$

Agua precipitable entre 1,000 mb y 460 m.s.n.m. para $T_d = 23.9^\circ\text{C} = 9.2 \text{ mm}$

Agua precipitable máxima en la cuenca en estudio: $W_m = 73.4 - 9.2 = 64.2 \text{ mm}$

Por lo tanto, el factor de maximización será: $K_M = 64.2/49.4 = 1.2996$

Finalmente, el factor correctivo será: $K = K_T \cdot K_M = (0.9482)(1.2996) = 1.232$

El registro de lluvias contra duraciones a utilizar en la cuenca en estudio será:

Duración (hr)	6	12	18	24
Lluvia (mm)	250.3	312.9	375.5	406.8

3.11 RESUMEN DEL CAPITULO.

En este capítulo se ha expuesto una serie de conceptos fundamentales de la Meteorología Física y Sinóptica, que son básicos para iniciar el estudio de la Hidrometeorología, cuya contribución primordial a la hidrología práctica, consiste en la estimación meteorológica de la precipitación máxima probable; aunque el uso de dichas técnicas es ya importante, sobre todo en relación con la transposición y maximización de tormentas, la aplicación extensiva de los modelos de tormenta, ha quedado - para un futuro inmediato, debido principalmente a la gran cantidad de datos que se requieren.

Con respecto a este último punto, conviene destacar que casi totalmente los análisis hidrometeorológicos son aplicables, únicamente, si se dispone de mediciones psicrométricas, ya que a partir de tales datos es posible estimar el agua precipitable, magnitud básica en los modelos de tormenta; por otra parte, el cálculo de las temperaturas de punto de rocío se basa en tales mediciones y sin este parámetro no es posible aplicar las técnicas de transposición y maximización de las tormentas - ocurridas en el pasado.

Por lo anterior, se insiste en la imperiosa necesidad de equipar con psicrómetros las estaciones climatológicas de nuestro país.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. ALMANZA, R. y LOPEZ, S. " Radiación Solar Global en la República Mexicana mediante Datos de Insolación ". Publicación No. 357 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. Octubre 1975 (23 páginas).
2. BATTAN, L.J. " El Tiempo Atmosférico ". Colección fundamentos de las ciencias de la Tierra. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976.
3. BIBLIOTECA SALVAT. " La Atmósfera y la Predicción del Tiempo ". Colección Grandes Temas. Salvat Editores, S.A. Barcelona, España. 1973.
4. BRUCE, J.P. and CLARK, R.H. " Introduction to Hydrometeorology ". chapters 1 and 2: Introduction and Precipitation, page 1 to 21. Pergamon Press Ltd. Oxford, England. reprinted 1977.
5. CANDEL VILA, R. " Atlas de Meteorología ". Ediciones Jover, S.A. Barcelona, España. Novena edición, 1979.
6. DOMINGUEZ M., R. y LOZOYA C., J. " Tormenta de Diseño ". sección a. Hidrotecnia, tema 1: Hidrología, capítulo 7 del Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. México, D.F.
7. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning ". chapters 4 and 5: Water loss from lakes and Water use by vegetation, page 95 to 161. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. 1978.
8. EAGLEMAN, J.R. " Meteorology. The Atmosphere in Action ". D. Van Nostrand Company. New York, U.S.A. 1980.
9. FUNTES YAGUE, J.L. " Apuntes de Meteorología Agrícola ". Ministerio de Agricultura. Madrid, España. 1975.
10. GARCIA DE PEDRAZA, L. " Apuntes de Hidrometeorología ". VI Curso Internacional de Ingeniería de Regadíos. Instituto de Hidrología. Madrid, España. 1977 (32 páginas).
11. GARCIA, E. " Distribución de la Precipitación en la República Mexicana ". Boletín del Instituto de Geografía de la U.N.A.M. vol. V. México, D.F. 1974 (13 páginas).
12. GRAY, D.M., MCKAY, G.A. and WIGHAM, J.M. " Energy, Evaporation and Evapotranspiration ". section II, page 3.1 to 3.66 in the Handbook on the Principles of Hydrology, editor-in-chief Donald M. Gray. Water Information Center Inc. Huntington, N.Y., U.S.A. reprinted 1973.
13. INSTITUTO DE HIDROLOGIA. " Manual de Hidrología ". Volumen 1 y 2, capítulos I-1: Meteorología y Climatología y II-1: Las Precipitaciones. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, España. publicación 88, diciembre 1972.
14. JANSÁ GUARDIOLA, J.M. " Manual del Observador de Meteorología ". Publicación No. 12 serie B (textos) del Servicio Meteorológico Nacional, Instituto Nacional de Meteorología. Madrid, España. 1968.
15. JAUREGUI O., E. " Algunos Conceptos Modernos sobre la Circulación General de la Atmósfera ". Boletín del Instituto de Geografía de la U.N.A.M. vol. II. México, D.F. 1969 (28 páginas).

16. JAUREGUI O., E. " Distribución de la Frecuencia de Heladas, Lluvias y Tormentas Eléctricas en México ". Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. --- XXIV, Núm. 3, páginas 320 a 340. Secretará de Recursos Hidráulicos. México, - D.F. 1970.
17. JAUREGUI O., E. " Una Primera Estimación de la Distribución de la Radiación - Global y Neta en México ". Revista Recursos Hidráulicos, Vol. VII, Núm. 2, pá-
ginas 96 a 105. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México, D.-
F. 1978.
18. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ".
capítulos 2 y 3: El Tiempo Atmosférico y la Hidrología y Precipitación, pági-
nas 7 a 88. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. 1977.
19. MARTIN ARNAIZ, M. " Climatología Aplicada a la Hidrología ". Capítulo 6.1, pá-
ginas 287 a 298 del libro Hidrología Subterránea Tomo 1, Directores de Edi-
ción E. Custodio y M.R. Llamas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976.
20. MILLER, A. " Meteorología ". Nueva Colección Labor. Editorial Labor S.A. Barce-
lona, España. segunda edición 1977.
21. MORENO ROBLES, R. " Instructivo para la Operación de Estaciones Climatológi-
cas ". Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Méxi-
co, D.F.
22. NAVARRA, J.G. " Atmosphere, Weather and Climate: An Introduction to Meteorolo-
gy ". W.B. Saunders Company. Philadelphia, U.S.A. 1979.
23. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " Glosario Hidrológico Internacional ". -
WMO/OMM/BMO - No. 385. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial, -
Ginebra, Suiza. Primera edición, 1970.
24. PALMIERI, S. " Hydrometeorology ". Centro Internazionale di Idrologia 'Dino -
Tonini', Istituto di Idraulica, Universita' Degli Studi di Padova. Padova, Ita-
lia. First Edition, 1976 (page 54).
25. PETERSSSEN, S. " Introducción a la Meteorología ". Editorial Espasa-Calpe, S.-
A. Madrid, España. Quinta edición en inglés, 1976.
26. REMENIERAS, G. " Tratado de Hidrología ". Capítulos I y II: La Atmósfera y la
Hidrometeorología y Las Precipitaciones, páginas 3 a 179. Editores Técnicos
Asociados, S.A. Barcelona, España. 1974
27. SCHROEDER, M.J. and BUCK, C.C. " Fire Weather... A Guide for Application of -
Meteorological Information to Forest Fire Control Operations ". Forest Servi-
ce of the U.S. Department of Agriculture. Agriculture Handbook 360. Washington,
D.C., U.S.A. Reprinting 1977.
28. SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO. " Atlas de Huracanes en el Océano -
Pacífico y en el Océano Atlántico ". DETENAL, México. 1979.
29. THOMPSON, P.D and O'BRIEN, R. " Fenómenos Atmosféricos ". Colección Científi-
ca de Time-Life. México, D.F. 1972.
30. VIERS, G. " Climatología ". Oikos-tau, S.A.-Ediciones. Barcelona, España. Pri-
mera edición, 1975.
31. WIESNER, C.J. " Hydrometeorology ". Chapman and Hall Ltd. London, England. --
1970.

32. WILSON, E.M. " Engineering Hydrology ". The MacMillan Press Ltd. London, England. Second edition, 1974.
33. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation ". Operational Hydrology Report No. 1, WMO - No. 332. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1973.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. BIBLIOTECA SALVAT. " La Contaminación ". Colección Grandes Temas. Salvat Editores, S.A. Barcelona, España. 1973.
- B. CLAUSSE, R. y FACY, L. " Las Nubes ". Ediciones Martínez Roca, S.A. Barcelona, España. 1968.
- C. DE JARMI, E. " Peculiaridades Climáticas ". Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XXIV, Núm. 1, páginas 18 a 22. México, D.F. 1970.
- D. McDONALD, J.E. " The Coriolis Effect ". Scientific American, Vol. 186, No. 5, page 72 to 78. W.H. Freeman, San Francisco, U.S.A. May 1952.
- E. MEDIDA, M. " Meteorología Básica Sinóptica ". Paraninfo. Madrid, España. 1976.
- F. NEIBURGER, M. " Artificial Modification of Clouds and Precipitation ". Technical Note No. 105, WMO - No. 249. TP. 137. Secretariat of the World Meteorological Organization. Geneva, Switzerland. 1969.
- G. SCORER, R. and WEXLER, H. " A Colour Guide to Clouds ". Pergamon Press and The MacMillan Company. Oxford, England. 1963.
- H. SPEDDING, D.J. " Contaminación Atmosférica ". Editorial Reverté, S.A. Barcelona, España. 1981.
- I. STARR MALKUS, J. " The Origin of Hurricanes ". Scientific American. W.H. Freeman, San Francisco, U.S.A. August 1957.
- J. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " The Circulation in the Stratosphere, Mesosphere and Lower Thermosphere ". Technical Note No. 70. WMO - No. 176. TP. - 87. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1965.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
530 SOUTH EAST ASIAN AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60607
TEL: 773-936-3700

1. Name of the donor: _____
2. Address: _____
3. City: _____ State: _____ Zip: _____

4. Amount of the gift: _____
5. Date of the gift: _____

6. Name of the recipient: _____
7. Address: _____

8. Name of the donor: _____
9. Address: _____

10. Name of the donor: _____
11. Address: _____

12. Name of the donor: _____
13. Address: _____

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 4:

PRECIPITACION.

	página
OBJETIVO.	4-1
4.1 MEDICION DE LA PRECIPITACION.	4-1
4.1.1 Variación Geográfica General de la Precipitación.	4-1
4.1.2 Tipos de Aparatos de Medición.	4-2
4.1.2.1 Generalidades.	4-2
4.1.2.2 Pluviómetros.	4-2
4.1.2.3 Pluviógrafos.	4-3
4.1.2.4 Aparatos telemétricos.	4-3
4.1.2.5 Radar meteorológico.	4-3
4.1.2.6 Observaciones mediante satélites.	4-5
4.1.3 Exactitud de las Mediciones.	4-5
4.1.3.1 Introducción.	4-5
4.1.3.2 Errores por viento y salpicadura.	4-7
4.1.3.3 Otros tipos de errores.	4-8
4.1.4 Red Pluviométrica.	4-8
4.1.4.1 Utilidad.	4-8
4.1.4.2 Error de medición.	4-9
4.1.4.3 Criterios elementales de diseño.	4-9
4.1.4.4 Estado actual de la red pluviométrica en México.	4-10
4.2 ESTIMACION DE REGISTROS DIARIOS Y MENSUALES FALTANTES.	4-12
4.2.1 Generalidades.	4-12
4.2.2 Método del U.S. National Weather Service.	4-13
EJEMPLO 4.1	4-14
4.2.3 Método Racional Deductivo.	4-14
EJEMPLO 4.2	4-16
4.3 ESTIMACION DE REGISTROS ANUALES FALTANTES.	4-16
4.3.1 Método de la Relación Normalizada.	4-16
EJEMPLO 4.3	4-18
4.3.2 Uso de las Técnicas de Regresión Lineal.	4-18
4.3.3 Incremento de Registro Anual por Regresión.	4-18
4.4 ANALISIS DE REGISTROS ANUALES.	
4.4.1 Análisis de Homogenidad o Consistencia.	4-19
4.4.1.1 Concepto de homogeneidad de la serie.	4-19
4.4.1.2 Tipos de pruebas estadísticas de homogeneidad.	4-19
4.4.1.3 Prueba estadística de Helmer.	4-20
4.4.1.4 Prueba estadística de las secuencias.	4-20
EJEMPLO 4.4	4-20
4.4.1.5 Prueba estadística de la t de Student.	4-21
4.4.1.6 Prueba estadística de Cramer.	4-23
EJEMPLO 4.5	4-24
4.4.1.7 Prueba estadística de Wald-Wolfowitz.	4-26
4.4.1.8 Técnica de la curva masa doble.	4-27
EJEMPLO 4.6	4-29
EJEMPLO 4.7	4-31
4.4.2 Análisis de Promedios Móviles.	4-32
4.4.2.1 Introducción.	4-32
4.4.2.2 Técnica de los promedios móviles.	4-33
4.4.2.3 Epocas lluviosas y de sequías.	4-33
EJEMPLO 4.8	4-34

4.4.3	Precipitación Media Anual y Análisis Probabilístico.	4-34
4.4.3.1	Longitud necesaria de registro.	4-34
	EJEMPLO 4.9	4-37
4.4.3.2	Distribuciones de probabilidad.	4-37
4.4.3.3	Probabilidad de los valores de precipitación anual - y mensual.	4-37
4.5	ESTIMACION DE LA PRECIPITACION PROMEDIO SOBRE UN AREA.	4-38
4.5.1	Introducción.	4-38
4.5.2	Método del Promedio Aritmético.	4-38
4.5.3	Método de las Curvas Isoyetas.	4-38
4.5.4	Método de los Polígonos de Thiessen.	4-41
4.5.5	Método de las Rectas Isoyetas.	4-41
4.5.6	Ventajas y Desventajas de los Métodos Anteriores.	4-41
	EJEMPLO 4.10	4-43
4.5.7	Cartas de Isoyetas Medias Anuales.	4-44
4.5.8	Métodos para Cuencas o Zonas Montañosas.	4-45
4.5.8.1	Método de los isoporcentajes.	4-45
4.5.8.2	Método de las anomalías.	4-45
4.6	PROCESAMIENTO ESTADISTICO DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.	4-46
4.6.1	Propósito y Secuencia.	4-46
4.6.2	Análisis Crítico del Registro.	4-46
4.6.3	Deducción de Datos Faltantes.	4-47
4.6.4	Tipos de Series Estadísticas a Utilizar.	4-47
4.6.4.1	Generalidades.	4-47
4.6.4.2	Serie anual de máximos.	4-47
4.6.4.3	Serie de excedentes anuales.	4-47
4.6.4.4	Serie de duración parcial.	4-48
4.6.5	Criterio de Interpolación para el Procesamiento Estadístico.	4-48
4.6.6	Criterio de Extrapolación para el Procesamiento Estadístico.	4-49
4.6.7	Obtención del Valor Representativo para la Cuenca.	4-49
4.6.8	Correcciones al Valor Representativo.	4-49
4.6.8.1	Corrección por intervalo fijo de observación.	4-49
4.6.8.2	Reducción por magnitud de cuenca.	4-50
	EJEMPLO 4.11	4-50
4.7	METODOLOGIA PARA OBTENER CURVAS PRECIPITACION-DURACION-PERIDO DE - RETORNO, A PARTIR DE REGISTROS DE LLUVIA MAXIMA DIARIA.	4-52
4.7.1	Justificación.	4-52
4.7.2	Curvas Precipitación-Duración-Período de Retorno.	4-54
4.7.3	Relaciones Promedio Duración-Lluvia.	4-54
4.7.3.1	Utilidad.	4-54
4.7.3.2	Relaciones a la lluvia de duración una hora.	4-54
4.7.3.3	Cociente entre la lluvia de una hora y en 24 horas, - ambas de período de retorno 2 años.	4-56
4.7.3.4	Relaciones a la lluvia de 24 horas.	4-58
4.7.4	Secuela de la Metodología Propuesta	4-59
	EJEMPLO 4.12	4-61
4.8	CONSTRUCCION DE CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO.	4-62
4.8.1	Banda Pluviográfica y Curva Masa de la Tormenta.	4-62
4.8.2	Hietograma de la Tormenta.	4-63
4.8.3	Análisis Estadístico de Tormentas.	4-64
4.8.4	Representación de las Curvas Intensidad-Duración-Período de - Retorno.	4-64
	EJEMPLO 4.13	4-65

	página
4.9 CONSTRUCCION DE CURVAS PRECIPITACION-AREA-DURACION.	4-66
4.9.1 Relación entre la Lluvia Puntual y la Lluvia en un Area.	4-66
4.9.2 Construcción de Curvas Precipitación-Area-Duración a partir - de Lluvias Diarias.	4-68
4.9.3 Construcción de Curvas Precipitación-Area-Duración Utilizando Registros Pluviográficos.	4-69
EJEMPLO 4.14	4-71
4.10 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.	4-74
4.10.1 Concepto y Necesidad de tal Estimación.	4-75
4.10.2 Definiciones.	4-77
4.10.3 Métodos de Estimación de la Precipitación Máxima Probable.	4-77
4.10.3.1 Generalidades.	4-77
4.10.3.2 Clasificación de los métodos de estimación.	4-78
4.10.4 Métodos Empíricos de Estimación de la Precipitación Máxima - Probable.	4-78
4.10.4.1 Uso de los registros de precipitaciones máximas ob- servadas en el mundo.	4-78
4.10.4.2 Uso de los valores máximos de precipitación-área-du- ración de U.S.A.	4-80
4.10.4.3 Uso de las relaciones a la lluvia de período de re- torno 100 años.	4-81
4.10.4.4 Uso de gráficas de precipitación máxima probable de U.S.A. y México.	4-83
4.10.5 Método Estadístico de Estimación de la Precipitación Máxima Probable.	4-85
4.10.5.1 Utilidad del método estadístico.	4-85
4.10.5.2 Bases del método.	4-86
4.10.5.3 Metodología de aplicación.	4-87
EJEMPLO 4.15	4-89
4.11 RESUMEN DEL CAPITULO.	4-94
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	4-96
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	4-99

1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

CAPITULO 4: PRECIPITACION.

OBJETIVO

Teniendo como objetivo la comprensión de las limitaciones en las mediciones de la precipitación y por lo tanto, de los datos disponibles, inicialmente se describen los diversos tipos de aparatos de medición, los errores involucrados en dichas mediciones y los criterios elementales para el diseño de las redes pluviométricas, - incluyendo una discusión sobre el estado actual y necesidades futuras de la red - pluviométrica en nuestro país.

Sin embargo, el objetivo fundamental de este capítulo, consiste en describir algunas técnicas de análisis de los diferentes registros de precipitación, para cuantificar su valor promedio en un cierto tiempo o sobre una cuenca determinada, así como la estimación de su magnitud máxima probable y la elaboración de gráficas que - representan las características de las tormentas de la zona, como son sus magnitudes, duraciones, períodos de retorno y área cubierta.

4.1 MEDICION DE LA PRECIPITACION.

4.1.1 VARIACION GEOGRAFICA GENERAL DE LA PRECIPITACION.

Una vez que se han expuesto en el capítulo precedente, las causas que originan las lluvias, se pueden citar ahora los factores más importantes que influyen en la precipitación promedio que recibe un lugar determinado de la superficie terrestre, e inclusive se pueden enunciar las dos principales 'Leyes de la Pluviosidad'. Tales factores son 7 y han sido citados por P.S. Eagleson (9,201)*, sin embargo, los tres más importantes son:

- 1o. LATITUD. Se puede decir que la precipitación es mayor cerca del ecuador y - disminuye al aumentar la latitud, aunque más bien, tiene valores altos en - las latitudes donde predominan los movimientos ascendentes del aire (0° y \pm

* Los números entre paréntesis indican respectivamente, la referencia bibliográfica utilizada y su página consultada.

60°) y se observan valores bajos de lluvia en las zonas de movimientos descendentes ($\pm 30^\circ$ y 90°).

2o. ALTITUD. Como el ascenso de las masas de aire es el factor más importante de casi todos los tipos de precipitación, entonces, la altitud juega un papel importante en la distribución de la lluvia.

3o. CONTINENTALIDAD. Siendo la fuente principal de humedad para la precipitación, la evaporación que ocurre en las grandes masas de agua, la precipitación tenderá a ser mayor en las costas.

Los efectos de los tres factores anteriores, se engloban en las llamadas Leyes de Pluviosidad (40,43), éstas son:

LEY DE VARIACION CON LA ALTITUD. Las lluvias son mayores en la montaña que en la llanura. En la montaña, las precipitaciones serán más abundantes en las vertientes expuestas a los vientos que soplan desde el mar (lado de barlovento), que en las opuestas (lado de sotavento).

LEY DEL ALEJAMIENTO DEL MAR. En dos puntos de altitud aproximadamente igual, las lluvias serán más abundantes en el que esté más cerca del mar, lo anterior debido a la desintegración que van sufriendo los sistemas nubosos a medida que avanzan tierra adentro.

Todo lo anterior pone de manifiesto la necesidad de contar con una red pluviométrica amplia y densa, para poder disponer de mediciones confiables y precisas de la precipitación que ocurre en un cierto lugar, pues ésta varía de un sitio a otro con los factores citados y con otros menos importantes.

4.1.2 TIPOS DE APARATOS DE MEDICION.

4.1.2.1 GENERALIDADES. En la actualidad existe una gran variedad de instrumentos y técnicas para obtener información de las diferentes fases de la precipitación. Sin embargo, los aparatos que miden la cantidad y la intensidad de la precipitación son los más importantes. Los otros tipos de instrumentos miden el tamaño y distribución de las gotas de lluvia, o bien, el comienzo y fin de la lluvia.

4.1.2.2 PLUVIOMETROS. Todas las formas o clases de precipitación se miden como columna vertical de agua que se acumula sobre una superficie impermeable a nivel, si la precipitación permaneciera en el lugar donde cae. En el sistema métrico, la precipitación se mide en milímetros y décimas de milímetro. En teoría cualquier recipiente abierto, cuyos lados sean verticales puede emplearse para medir la lluvia, sin embargo, debido a los efectos del viento y el salpicado (inciso 4.1.3.2), las observaciones no son comparables a menos que los recipientes de medida (Pluviómetros) sean del mismo tamaño y forma, además de estar expuestos de manera similar (21,53).

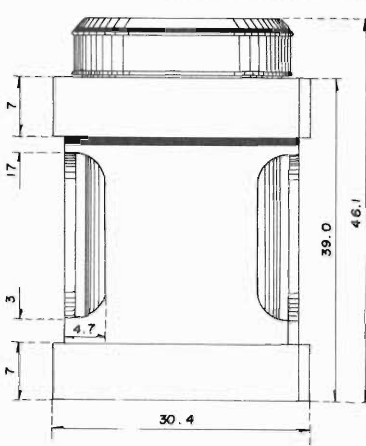
El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos previamente establecidos, comúnmente 24 horas, medidas a partir de las 8 de la mañana de cada día (10,3).

El pluviómetro utilizado en la República Mexicana consta esencialmente de un depósito cilíndrico de lámina galvanizada, en cuyo interior se aloja un recipiente del mismo material, llamado Vaso Medidor, porque en él se mide la lluvia recolectada. La tapa del cilindro está formada por un embudo receptor, terminado en una arista viva, por su parte superior y en una pequeña abertura por la parte inferior, que descarga en el vaso medidor, en el que está colocado un tapón cuyo objeto es impedir la entrada de cuerpos extraños al interior del vaso.

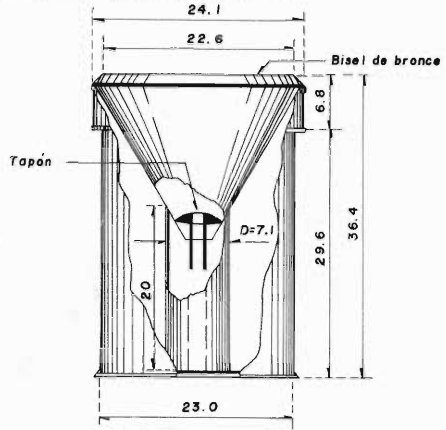
La boca del pluviómetro, o sea la arista viva tiene 226 milímetros de diámetro y el vaso medidor, tiene un diámetro de 71 milímetros y una altura de 20 centímetros. Ver Fig. 4.1 (26, lámina 6) de la página siguiente. Si se calculan las áreas de las bocas del embudo receptor y del vaso medidor, se observa que ésta última es 10 veces menor que la primera. Lo anterior origina que cada milímetro de altu-

Fig. 4.1

PLUVIOMETRO UTILIZADO EN LA REPUBLICA MEXICANA



PLUVIOMETRO INSTALADO EN SU EMPAQUE



PLUVIOMETRO SIN EMPAQUE

Acotaciones en cm.

ra real de precipitación, se aumente en el vaso medidor a una lámina diez veces mayor, o sea que cada centímetro de altura en el vaso medidor equivale a un milímetro de lluvia real, pudiéndose por lo tanto, apreciar con facilidad los décimos de milímetro al hacer las lecturas.

El empaque del pluviómetro es una caja de madera que a la vez sirve como abrigo a éste cuando se instala, con el objeto de que los rayos solares no lo calienten demasiado y se produzcan en su interior evaporaciones, que originen errores en las mediciones (26,14).

4.1.2.3 PLUVIOGRAFOS. El pluviógrafo más utilizado en la República Mexicana es el de flotador, en el cual el ascenso de éste último es producido por el aumento de lluvia captada, hasta que el recipiente que contiene al flotador se llena y entonces se vacía automáticamente por medio de un sifón autocebante. El pluviógrafo hace sus registros con una pluma sobre la gráfica (Banda Pluviográfica), que va montada en un cilindro que es movido por un sistema de relojería. El mecanismo anterior se denomina Sistema Hellman y se ilustra en la Fig. 4.2 de la página siguiente.

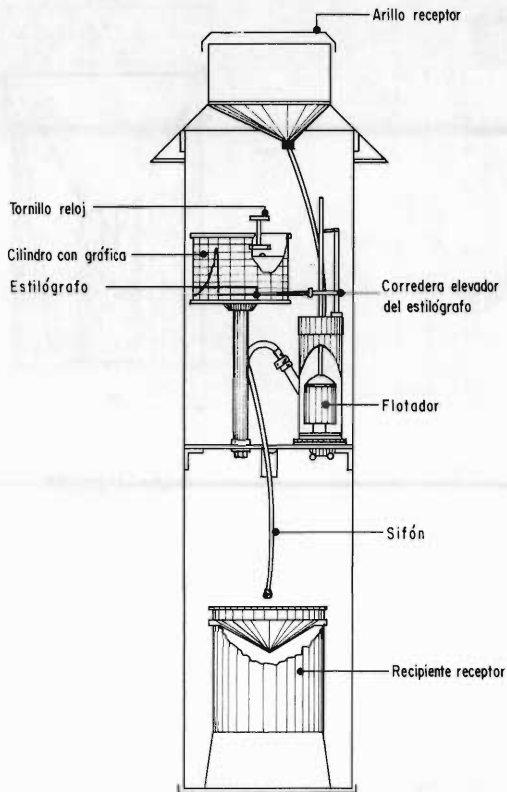
Una descripción más completa de los tipos de pluviógrafos utilizados en México, se tiene en la referencia 10, páginas 4 a 7.

4.1.2.4 APARATOS TELEMÉTRICOS. El desarrollo de la instrumentación telemétrica en cuencas rurales, es muy importante porque permite concentrar rápidamente la información de lluvias y facilita las mediciones en lugares de difícil acceso. Los principales problemas asociados con los aparatos telemétricos derivan del hecho de requerirse que operen sin mantenimiento y sin fallas durante grandes lapsos y que consuman poca energía; además de estudiarse la topografía del terreno para seleccionar las rutas de transmisión, de forma que se evite la posibilidad de interferencias (6,30).

Mayores detalles de este tipo de instalaciones y sobre las experiencias que se han tenido en México, se pueden consultar en las referencias recomendadas D e I.

4.1.2.5 RADAR METEOROLÓGICO. La ventaja principal que se obtiene al utilizar el

Fig. 4.2
PLUVIOGRAFO REGISTRADOR DE SISTEMA HELLMANN.



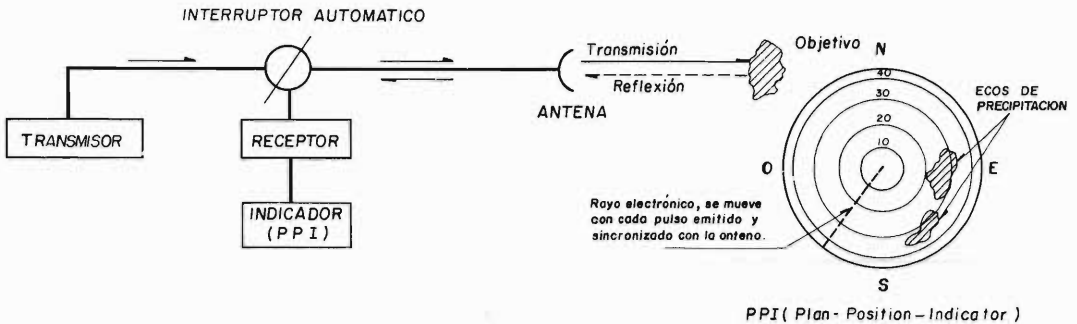
radar meteorológico radica en que permite contar con un panorama instantáneo de - las condiciones atmosféricas y de la precipitación en una zona muy amplia, evitando las interpolaciones y extrapolaciones que se deben realizar al utilizar la información de los pluviómetros y pluviógrafos, los cuales miden lo que acontece en puntos aislados (6,29).

El radar meteorológico permite observar la posición y movimiento de las áreas de precipitación y determinados tipos de radares pueden proporcionar una evaluación de la intensidad de la lluvia en las zonas comprendidas dentro de su alcance; éste último, puede variar de 40 a 200 Km según las características del haz de antena, la potencia de salida y la sensibilidad del receptor del radar. Se define como Alcance Hidrológico, a la distancia máxima a la que sigue siendo razonablemente válida la relación entre la intensidad de los ecos del radar y la intensidad de las precipitaciones (28,11.2).

Las precipitaciones producen una atenuación de las señales del radar, efecto que aumenta con el tamaño de las gotas de lluvia y el empleo de radares de corta longitud de onda. En cambio, el radar de onda larga no detecta ni lloviznas ni nevadas. La elección de la longitud de onda adecuada depende de las condiciones climáticas y de los propósitos de medición.

Se puede decir que el principal defecto de las mediciones efectuadas con el radar, consiste en la interpretación de la reflexión de la onda emitida por el mismo radar, pues ésta debe ser calibrada para que pueda traducirse en intensidad de lluvia (6,29). Ver Fig. 4.3 (9,180) siguiente. Mayores detalles sobre el radar meteorológico se pueden consultar en la referencia 28, páginas 11.12 a 11.18 y en la referencia recomendada A.

Fig. 4.3
DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UN RADAR
 (P. S. Eagleson , 1970)



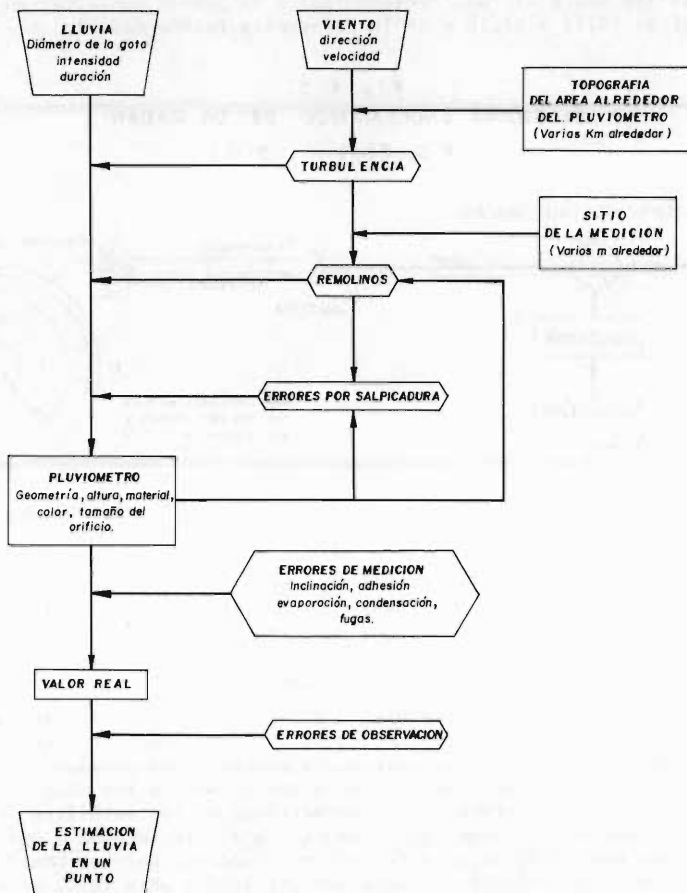
4.1.2.6 OBSERVACIONES MEDIANTE SATELITES. Aunque las observaciones procedentes de satélites aún no pueden ser utilizadas para mediciones cuantitativas de la precipitación, es posible observar sistemas de tormentas importantes y extensas. De tales observaciones puede deducirse información útil sobre la extensión y la distribución temporal de la precipitación (28,11.18).

La desventaja principal de los satélites es que no miden la lluvia, sino que su cuantificación requiere de la aplicación de un coeficiente de precipitación en base a la cantidad y el tipo de nubosidad, la probabilidad de lluvia y su intensidad asociada a cada tipo de nube. Por otra parte, uno de los mayores problemas que se presentan al interpretar las observaciones de los satélites, es que con frecuencia no revelan las nubes que producen la lluvia, debido a que tales nubes están cubiertas por otras capas o formaciones nubosas. Los radiómetros de microondas colocados en los satélites, pueden ser utilizados para calcular el contenido de agua líquida de las nubes y por lo tanto, pudieran ser la respuesta al problema de la medición de la precipitación desde el espacio (21,64).

4.1.3 EXACTITUD DE LAS MEDICIONES.

4.1.3.1 INTRODUCCION. Con mucha frecuencia los datos meteorológicos se aceptan -- sin ninguna reserva cuando están publicados; las medidas de precipitación son tal vez el mejor ejemplo de datos que se admiten tal y como se publican. Sin embargo, esta suposición no es válida, ya que en la actualidad no existe ningún medio de evaluar la precisión de un pluviómetro, es decir que no existe ningún método para cuantificar con un grado de precisión conocido, la cantidad de precipitación que recibe un punto sobre la superficie de la tierra (32,xi). Lo anterior debido al gran número de factores que influyen y determinan la cantidad de lluvia medida -- por un pluviómetro, pues tal medición es una función del valor real de precipitación, de la naturaleza del pluviómetro, de las características del sitio y de las condiciones meteorológicas, como se ilustra en la Fig. 4.4 (32,31) de la página siguiente.

Fig. 4. 4
MODELO CONCEPTUAL DE LOS PROCESOS INVOLUCRADOS EN LA MEDICION DE LA LLUVIA
 (J. C. RODDA, 1969)



Entonces, cada pluviómetro y su sitio estarán caracterizados por diferentes errores; a este respecto J.C. Kurtyka (1953) encontró los valores aproximados de los diversos errores involucrados en las mediciones, tales magnitudes se tienen en la Tabla 4.1 (32,6) siguiente, en la cual se observa que los efectos son casi siempre en una disminución del valor real, destacándose que el error debido al viento puede ser muchísimo mayor que todas las otras influencias sumadas.

TABLA 4. 1
ERRORES APROXIMADOS EN LA MEDICION DE LA PRECIPITACION.
 (J. C. Kurtyka, 1953).

EVAPORACION	ADHESION	CALOR	INCLINACION	SALPICADURA	TOTAL
- 1.0 %	- 0.5 %	- 0.5 %	- 0.5 %	- 1.0 %	- 1.5 %
VIENTO - 5.0 a1 - 80 %					

4.1.3.2 ERRORES POR VIENTO Y SALPICADURA. El viento actúa en el pluviómetro en diversas formas. En general origina que las gotas y los copos caigan oblicuamente e interactúa con el pluviómetro y las características del sitio para producir remolinos y turbulencia. Estos últimos alteran las trayectorias de gotas y copos, particularmente en la región inmediata al pluviómetro. Las gotas pequeñas tienden a ser desviadas completamente sobre el embudo receptor y no son entonces captadas, igual ocurre con los copos de nieve pues éstos tienen velocidades de caída menores (32,8).

Varias técnicas han sido empleadas para intentar evitar los efectos del viento, - entre ellas se tiene el uso de parabrisas o cortavientos (Wind Shield). En U.S.A., el más popular es el tipo Alter (1937) y en Rusia el Tretyakov, los cuales se ilustran en la Fig. 4.5 (32,32) siguiente. Por otra parte, en Inglaterra se ha encontrado bastante útil para reducir el efecto del viento el uso de un muro o pared de césped alrededor del pluviómetro, como se ilustra en la Fig. 4.6 (32,32) de esta página.

Fig. 4.5
PARABRISAS MAS COMUNES
(WIND SHIELD)

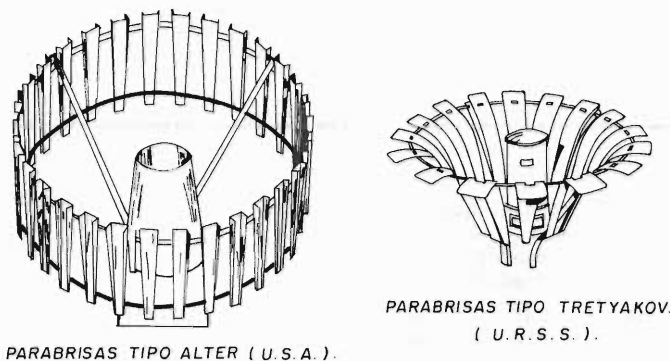
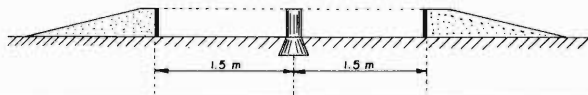


Fig. 4.6
PARED DE CESPED PARA PROTEGER EL PLUVIOMETRO.



Un pluviómetro instalado con su borde a nivel del suelo, evita la mayoría de las desventajas de los pluviómetros elevados, especialmente aquellos debidos al viento. Tales pluviómetros fueron primeramente utilizados en el Reino Unido a mediados del siglo XIX y su principal problema consiste en evitar el salpicamiento de sus alrededores dentro del pluviómetro. Una forma simple de contrarrestar el salpicamiento consiste en ubicar el pluviómetro en el centro de un hoyo somero cónico, tal método es muy popular en la Unión Soviética (32,33); otra técnica consiste en instalar el pluviómetro en el centro de una excavación somera cuadrada de 1.5 a 2.0 metros de lado y 30 centímetros de profundidad y cubierto alrededor por una malla o parrilla de cuadrados, como se muestra en la Fig. 4.7 (42,36) de la página siguiente.

J.C. Rodda (1967) midió en Wallingford, Inglaterra durante 5 años la lluvia en un pluviómetro a nivel del suelo y en otro con 30 centímetros de altura y encontró que la lluvia total en el primero resultaba ser el 6.6% mayor, por lo cual exis-

Fig. 4.7

PLUVIOMETRO INSTALADO
A NIVEL DEL TERRENO.

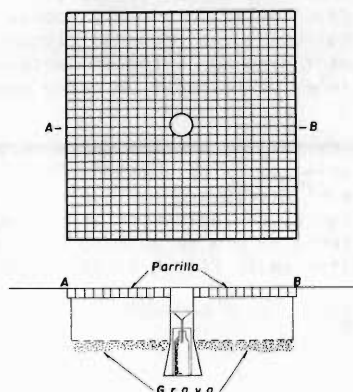
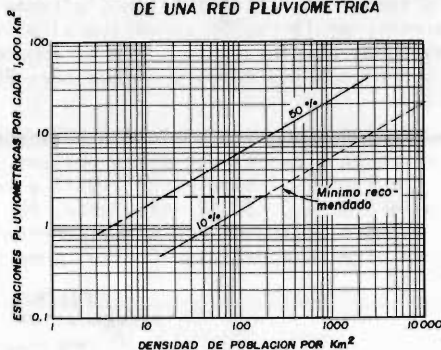


Fig. 4.9

CRITERIO DE W.B. LANGBEIN (1954), PARA DISEÑO
DE UNA RED PLUVIOMETRICA



te un error sistemático en la medición de la lluvia, en la forma convencional. Además realizó mediciones de la velocidad del viento y del ángulo de la lluvia para investigar las causas de tal diferencia sin tener éxito, también probó diversas formas o tipos de parrillas o mallas y encontró las diferencias en la lluvia medida (33,1). En general se puede indicar que a mayor altura del pluviómetro sobre el terreno, mayor es el error por turbulencia y remolinos.

Los árboles y otros obstáculos que se utilicen como parabrisas, deberán subtender ángulos de 20 a 30° desde el borde del pluviómetro, sin sobrepasar en ningún caso los 45° y adicionalmente deberán de rodear al pluviómetro de manera que ofrezcan protección en todas las direcciones (21,58).

4.1.3.3 OTROS TIPOS DE ERRORES. La evaporación es otra fuente de error que afecta tanto a los pluviómetros elevados como a los que están a nivel del suelo. Actúa en dos formas: primera, las gotas que mojan el embudo receptor se evaporan durante o después de la tormenta y la otra forma es la evaporación del agua recolectada en el vaso medidor, que ocurre entre el final de la lluvia y el instante de la medida. Ambas acciones de la evaporación se minimizan, primero, induciendo un rápido escurrimiento hacia el vaso colector, éste último con un área transversal reducida y segundo, adicionando aceite en el vaso medidor, especialmente en los pluviómetros de climas áridos (32,11).

Algunas otras características del pluviómetro que inducen errores adicionales, son por ejemplo, el color, el material de que está hecho, el tamaño del orificio y sobre todo su verticalidad (32,11). Por último, son de tomar en cuenta los errores introducidos por el observador o su técnica de medición, que incluirán errores sistemáticos y aleatorios.

4.1.4 RED PLUVIOMETRICA.

4.1.4.1 UTILIDAD. Los datos de precipitación son básicos en el desarrollo y administración de los recursos hidráulicos del país, así como también para la operación de las obras hidráulicas. Además, en la planeación de un proyecto de abastecimiento de agua para irrigación o usos municipales, es fundamental conocer primero la lluvia promedio anual que recibe su cuenca de captación. Otras características, como la variabilidad de la lluvia mes a mes y a través de un período largo de años, son muy necesarias para el diseño hidrológico de los embalses.

Por otra parte, los datos sobre la pluviometría son útiles en el desarrollo de proyectos sobre uso del suelo, pues los cultivos prosperan mejor dentro de ciertos rangos de humedad y entonces es conveniente delimitar zonas climáticas que respondan a áreas favorables para determinados cultivos. Por último, todos los

estudios para estimar gastos máximos para el diseño de drenajes urbanos o de zonas de riego, requieren conocer la intensidad y duración de las tormentas de la zona (19,100).

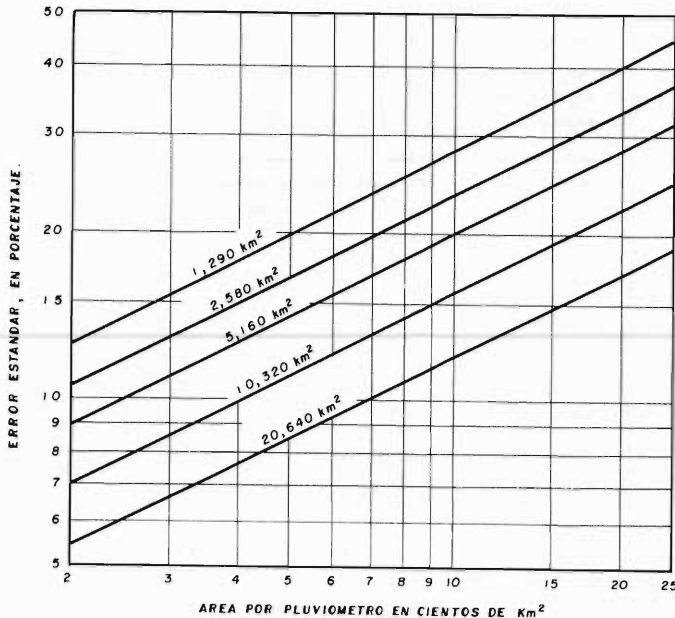
Tomando en cuenta que los registros o datos sobre la precipitación previamente citados, se recolectan en la red pluviométrica y pluviográfica del país, la importancia de ésta nunca debe ser subestimada, pues de su densidad depende la calidad de la información utilizada en los diversos estudios climáticos e hidrológicos.

4.1.4.2 ERROR DE MEDICION. Los errores en la estimación de la lluvia sobre un área a partir de una determinada red pluviométrica, ocurren debido a la naturaleza aleatoria de las tormentas y al paso de éstas entre los pluviómetros, condiciones que dependen de los tipos de terreno y tormentas. Entonces, se requiere una red más densa en terreno montañoso y lluvias convectivas, que en terrenos planos y lluvias ciclónicas (42,35).

En general, los errores de muestreo, tienden a aumentar cuando se incrementa la precipitación media en el área y a disminuir cuando aumentan la densidad de la red, la duración de la precipitación y el tamaño del área. Además los errores promedio son mayores en el verano que en el invierno, debido a una mayor variación espacial de las lluvias de verano (21,59).

Un análisis del U.S. Weather Bureau sobre los datos de precipitación en un terreno plano permitió obtener las relaciones entre el error de muestreo, el tamaño de la cuenca y la densidad de la red, las cuales se muestran en la Fig. 4.8 (42,37) siguiente.

Fig. 4.8
**ERROR ESTANDAR EN FUNCION DEL TAMAÑO DE CUENCA
 Y DE LA DENSIDAD DE LA RED PLUVIOMETRICA.**
 (U. S. Weather Bureau, 1947).



4.1.4.3 CRITERIOS ELEMENTALES DE DISEÑO. Básicamente se pueden citar tres criterios elementales de diseño de una red pluviométrica, el primero debido a W.B. Langbein (1954) el cual propone recomendaciones para la densidad mínima de estaciones

en relación a la densidad de la población, el criterio se resume en la Fig. 4.9 (6,23) de la página 4-8 anterior.

El segundo criterio se debe a la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.), la cual ha formulado unas recomendaciones relativas a la densidad mínima de estaciones pluviométricas, requeridas en diversas regiones, el criterio se tiene en la - Tabla 4.2 (28,111.10) siguiente.

T A B L A 4 . 2
DENSIDAD MINIMA DE LAS REDES DE ESTACIONES PLUVIOMETRICAS.
(Normas de la O.M.M., 1970).

Categorías de Regiones.	Límites de las normas para una red mínima.	Límite de las normas admisibles en circunstancias especialmente difíciles ¹ .
	Superficie en km ² por Est.	Superficie en km ² por Est.
I. Regiones llanas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales.	600 - 900	900 - 3,000
II. Regiones montañosas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales. Pequeñas islas montañosas con precipitación muy irregular y red hidrográfica muy densa.	100 - 250 25	250 - 1,000 ⁴
III. Zonas áridas y polares ²	1,500 - 10,000 ³	—

1. El límite máximo sólo es admisible en circunstancias excepcionalmente difíciles.

2. Sin incluir los grandes desiertos.

3. Según las posibilidades.

4. En condiciones de gran dificultad puede ampliarse hasta 2.000 Km²

El tercer criterio también se debe a la O.M.M. y se ha concentrado en la Fig. 4.10 (10,25) de la página siguiente. En este método el número de pluviómetros requeridos en una cuenca, es función del tamaño de ésta, del promedio de días con precipitación por año y del volumen escurrido medio anual.

4.1.4.4 ESTADO ACTUAL DE LA RED PLUVIOMETRICA EN MEXICO. Los dos primeros criterios elementales de diseño de una red pluviométrica, presentados en el inciso anterior, han servido de apoyo para evaluar el estado actual de la red de estaciones de nuestro país. La información que se analiza con el primer criterio se tiene en la Tabla 4.3 de la página siguiente y fue recabada por la entonces Secretaría de Obras Públicas (6,22); los resultados se han concentrado en la Fig. 4.11 - (6,23) de la página 4-12, pudiéndose observar que la red pluviométrica sigue sensiblemente la tendencia de los valores mínimos recomendados, pero el estado de Coahuila queda muy por debajo del mínimo.

Con respecto al criterio de la O.M.M., Jáuregui O. lo aplica para determinar en qué medida la red pluviométrica nacional satisface las normas de densidad mínima, los resultados se tienen en la Tabla 4.4 (19,110) de la página 4-13, de donde se puede concluir que el Distrito Federal tiene 20 veces más de la densidad mínima, siguiendo en orden decreciente los estados de Tlaxcala, Sinaloa, Puebla y Vera---

Fig 4.10

DETERMINACION DEL NUMERO DE ESTACIONES PLUVIOMETRICAS
REQUERIDAS EN UNA CUENCA DETERMINADA.
(O.M.M.)

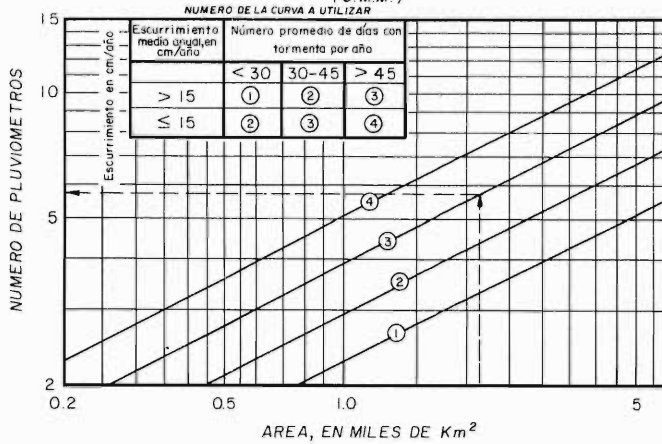


TABLA 4.3

NUMERO DE ESTACIONES PLUVIOMETRICAS Y PLUVIOGRAFICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA.
(DATOS DE S. O. P., 1973).

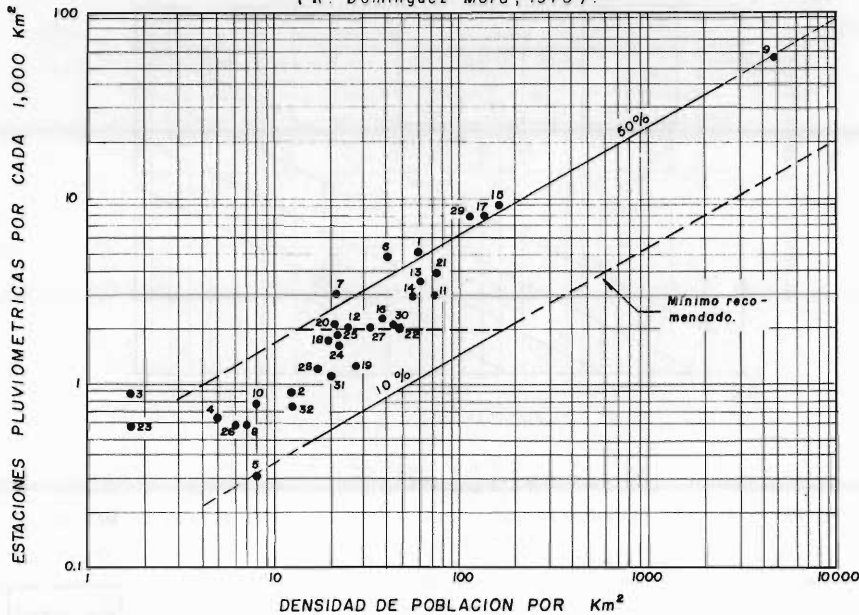
No.	ESTADO.	PLUVIOMETROS	PLUVIOGRAFOS.	No.	ESTADO.	PLUVIOMETROS	PLUVIOGRAFOS
1	Aguascalientes.	28	1	17	Morelos.	36	2
2	Baja California Norte.	55	8	18	Nayarit.	44	5
3	Baja California Sur.	56	8	19	Nueva León.	67	11
4	Campeche.	32	3	20	Oaxaca.	184	29
5	Cochuila.	41	4	21	Puebla.	132	10
6	Colima.	22	5	22	Querétaro.	23	2
7	Chiapas.	175	36	23	Quintana Roo.	27	3
8	Chihuahua.	140	7	24	San Luis Potosí.	103	6
9	Distrito Federal.	54	14	25	Sinaloa.	98	11
10	Durango.	83	10	26	Sonora.	102	11
11	Guanajuato.	84	8	27	Tabasco.	42	10
12	Guerrero.	112	23	28	Tamaulipas.	87	15
13	Hidalgo.	66	13	29	Tlaxcala.	28	3
14	Jalisco.	170	16	30	Veracruz.	195	22
15	Estado de México.	173	25	31	Yucatán.	37	7
16	Michoacán.	132	14	32	Zacatecas.	54	3
TOTAL DE ESTACIONES.		1,423	195	TOTAL DE ESTACIONES.		1,259	150

cruz. Otros estados que cuentan con una red mínima satisfactoria son: Baja California Norte, San Luis Potosí, Baja California Sur y Tabasco. En cambio, la red es más deficiente en los estados de Durango, Jalisco, Guerrero,

Fig. 4.11

COMPARACION DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES PLUVIOMETRICAS POR ESTADOS DE LA REPUBLICA MEXICANA

(R. Domínguez Mora, 1975).



Oaxaca, Nayarit, Michoacán, Chiapas y Guanajuato, todos con menos de un 25% de la red mínima (19,111).

Adicionalmente, de la Tabla 4.4 de la página siguiente, se puede concluir que de 9 a 17 estados del país cuentan con una red mínima, según se tome el límite superior o inferior de las normas de la O.M.M. Esto es, en el mejor de los casos sólo la mitad de los estados de la República Mexicana cuentan con una red mínima aceptable. Por otra parte, se requiere instalar de 1,246 (como mínimo) a 6,584 pluviómetros en el país, para alcanzar las normas de la O.M.M. (19,112).

Concretamente, respecto a la red pluviográfica, actualmente constituida por 477 aparatos, presenta una distribución muy deficiente, ya que el 51% de ellos se localizan en la cuarta parte del territorio nacional y el 20%, en una extensión algo mayor que la mitad. La superficie promedio que cubre cada pluviógrafo es de 4,120 Km², con un valor máximo de 30,300 Km², que corresponde al estado de Coahuila y un mínimo de 435 Km² correspondiente al estado de Tlaxcala (1,334).

Atala B. y Monforte O. (1980) realizaron un estudio sobre el estado actual de la red pluviográfica y proponen para cumplir con las normas de la O.M.M. (Tabla 4.2), la instalación de 577 nuevos aparatos que aunados a los existentes, reportarían un índice de superficie cubierta por pluviógrafo de 1,864 Km² (1,336). Mayores detalles sobre la red propuesta se pueden consultar en la referencia ya citada.

4.2 ESTIMACION DE REGISTROS DIARIOS Y MENSUALES FALTANTES.

4.2.1 GENERALIDADES.

Los datos o valores faltantes de un registro de lluvias son bastante frecuentes y se deben a una gran variedad de causas. Por ejemplo, debido a desperfectos en el equipo de mediciones, por enfermedad o sustitución del encargado de las observaciones, por interrupciones debidas a limitaciones presupuestales, etc. En general, los datos faltantes son estimados en base a los registros de las estaciones cerca

T A B L A 4.4
ESTIMACION DEL NUMERO DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS PARA UNA RED PLUVIOMÉTRICA
MINIMA SEGUN LAS NORMAS DE LA O. M. M.
 (E. Jáuregui O., 1973)

ESTADO	Sup. en miles de Km ²	Carácter fisiográfico	Superficie en Km ² /est.	Número de estaciones mínimas.	Porcentaje de la densidad mínima.	Total de estaciones existentes
Aguascalientes	6.5	Montaña y planicie	100 - 250	65 - 25	37 - 96	24
Baja California Norte	70	Arido	1500 - 10 000	46 - 7	139 - 914	64
Baja California Sur	72	Arido	1500 - 10 000	47 - 7	140 - 943	65
Campeche	51	Llanura	600 - 900	85 - 56	45 - 68	38
Coahuila	150	Semiárido	1500 - 10 000	100 - 15	49 - 327	49
Colima	5.2	Montaña	100 - 250	52 - 21	46 - 116	24
Chiapas	74	Montaña	10 - 250	740 - 296	22 - 56	167
Chihuahua	246	Semiárido	1500 - 10 000	164 - 25	55 - 364	91
Distrito Federal	1.5	Montaña y planicie	100 - 250	8 - 3	487 - 1300	
			600 - 900	1 - 1	3900 - 3900	39
Durango	123	Montaña	100 - 250	1230 - 492	6 - 16	80
Guanajuato	31	Montaña	100 - 250	310 - 124	25 - 64	80
Guerrero	64	Montaña	100 - 250	640 - 256	17 - 43	112
Hidalgo	21	Montaña	100 - 250	210 - 84	27 - 69	58
Jalisco	81	Montaña	100 - 250	810 - 324	17 - 43	141
México	21	Montaña	100 - 250	210 - 84	60 - 150	127
Michoacán	60	Montaña	100 - 250	600 - 240	22 - 52	124
Morelos	5	Montaña	100 - 250	50 - 20	52 - 130	26
Nayarit	27	Montaña	100 - 250	270 - 108	11 - 28	30
Nuevo León	65	Montaña y planicie	100 - 2500	325 - 130	17 - 43	
			600 - 900	54 - 36	104 - 156	55
Oaxaca	94	Montaña	100 - 250	940 - 372	17 - 44	160
Puebla	34	Montaña y llanura	100 - 250	170 - 68	55 - 137	
			600 - 900	28 - 19	332 - 489	93
Querétaro	11.5	Montaña	100 - 250	115 - 46	45 - 60	28
Quintana Roo	50	Planicie	600 - 900	83 - 55	30 - 46	25
San Luis Potosí	63	Montaña y planicie	100 - 250	315 - 126	30 - 75	
			600 - 900	52 - 35	180 - 270	94
Sinaloa	58	Semiárido	1500 - 10000	39 - 6	200 - 1300	77
Sonora	182	Montaña y Semiárido	1500 - 10000	121 - 18	83 - 560	100
Tabasco	25	Planicie	600 - 900	42 - 28	109 - 164	46
Tamaulipas	79	Planicie	600 - 900	131 - 88	58 - 86	76
Tlaxcala	4	Planicie	600 - 900	7 - 4	288 - 400	17
Veracruz	72	Montaña y llanura	100 - 250	360 - 144	50 - 121	
			600 - 900	60 - 40	300 - 450	180
Yucatán	38.5	Planicie	600 - 900	64 - 43	57 - 86	37
Zacatecas	73	Montaña y planicie	100 - 250	365 - 146	16 - 40	
			600 - 900	61 - 40	96 - 147	59
T O T A L E S	1,958.2			8,970 - 3,632		2,386

nas, tal es el caso del primer criterio que se presenta, o bien, en base al propio registro, como en el método llamada Racional Deductivo.

4.2.2 METODO DEL U.S. NATIONAL WEATHER SERVICE.

Este procedimiento ha sido verificado tanto teórica como empíricamente y considera que el dato faltante en una cierta estación A, puede ser estimado en base a los datos observados en las estaciones circundantes. El método puede ser aplicado para estimar valores diarios, mensuales o anuales faltantes.

El método consiste en ponderar los valores observados en una cantidad W, igual al recíproco del cuadrado de la distancia (D) entre cada estación vecina y la estación A (41,34). La lluvia buscada P_x será igual a:

$$P_x = \Sigma(P_i \cdot W_i) / \Sigma W_i \quad (4.1)$$

en donde:

P_i = precipitación observada para la fecha de la faltante, en las estaciones auxiliares circundantes (pueden ser como mínimo 2), en milímetros.

$W_i = 1/D_i^2$, siendo D_i la distancia entre cada estación circundante y la estación incompleta, en Km.

Se recomienda utilizar cuatro estaciones auxiliares (las más cercanas) y de manera que cada una quede localizada en uno de los cuadrantes que definen unos ejes coordenados que pasan por la estación incompleta (41,34), generalmente los ejes norte-sur y oriente-poniente.

EJEMPLO 4.1:

El registro de lluvia mensual de la estación climatológica HIGUERAS en el estado de Nuevo León, que es operada por la S.A.R.H., tiene el año de 1954 sin registros. Se pide completar su registro estimando las lluvias mensuales faltantes por medio del Método del U.S. National Weather Service.

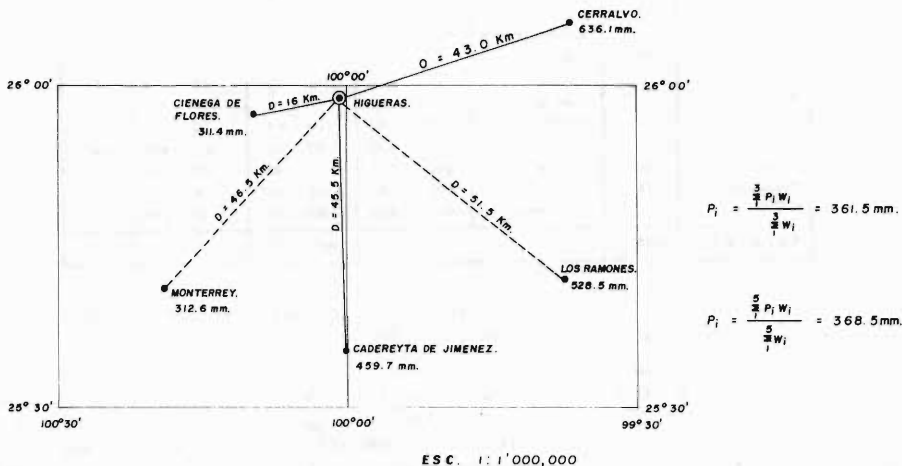
SOLUCION: En la Fig. 4.12 siguiente se muestran las estaciones pluviométricas circundantes a la estación Higueras, las cuales cuentan con registros en el año 1954. Para la aplicación del método del National Weather Service se utilizaron 3 estaciones, cuyos datos y resultados se tienen concentrados en la Tabla 4.5 de la página siguiente. Los valores mensuales fueron deducidos por medio de la ecuación 4.1, como se ilustra a continuación para el mes de enero:

$$P_{\text{enero}} = \frac{(3.5)(3.91 \cdot 10^{-3}) + (17.8)(5.41 \cdot 10^{-4}) + (24.3)(4.83 \cdot 10^{-4})}{4.93 \cdot 10^{-3}} = 7.1098$$

$$P_{\text{enero}} = 7.1 \text{ milímetros.}$$

Fig. 4.12

ESTIMACION DE LA LLUVIA ANUAL DEL AÑO 1954 EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, N. L., POR EL METODO DEL U.S. NATIONAL WEATHER SERVICE.



El método también fue aplicado a nivel anual utilizando 3 estaciones circundantes y las 5 disponibles, los resultados se tienen en la Fig. 4.12 anterior.

4.2.3 METODO RACIONAL DEDUCTIVO.

T A B L A 4 . 5

APLICACION DEL METODO DEL U.S. NATIONAL WEATHER SERVICE PARA LA ESTIMACION DE LAS LLUVIAS MENSUALES DEL AÑO 1954 EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, N.L.

ESTACION MES.	CIENEGA DE FLORES (mm)	CERRALVO (mm)	CADEREYTA DE JIMENEZ (mm)	HIGUERAS (mm)
ENE.	3.5	17.8	24.3	7.1
FEB.	8.9	4.3	26.5	10.1
MAR.	0.0	0.3	0.0	0.0
ABR.	24.5	163.2	87.6	45.9
MAY.	92.4	137.9	27.2	91.0
JUN.	34.9	13.4	25.1	31.6
JUL.	24.0	56.7	64.1	31.5
AGO.	50.4	61.7	77.9	54.3
SEP.	0.0	28.2	37.5	6.8
OCT.	43.1	81.8	65.6	49.5
NOV.	18.7	70.8	24.8	25.0
DIC.	11.0	0.0	0.0	8.7
SUMA	311.4	636.1	460.6	361.5
D, Km.	16.0	43.0	45.0	—
$W = 1/D^2$	3.91×10^{-3}	5.41×10^{-4}	4.83×10^{-4}	$\Sigma W = 493 \times 10^{-3}$

Quando no es posible disponer de estaciones cercanas y circundantes a la estación incompleta, o bien, las existentes no cuentan con observaciones de los datos (meses) faltantes, se puede estimar el valor mensual faltante por medio de un simple promedio aritmético de los valores contenidos en el registro para ese mes, lo anterior se considera válido únicamente si es un sólo año (o máximo dos) el faltante y tal promedio se realiza con diez datos (años) como mínimo (o 20 años, en el caso de dos datos mensuales faltantes).

Quando en el registro de lluvias mensuales, de una determinada estación, existen uno o más años incompletos, el llamado Método Racional Deductivo permite estimar los registros mensuales faltantes (como máximo once), apoyándose en la información que brindan los años completos. El desarrollo del método se puede sintetizar en los siguientes cuatro pasos:

- PASO 1) Se efectúa la suma de precipitaciones mensuales en todos los años completos y se obtiene la lluvia mensual promedio.
- PASO 2) Se calculan para todos los años completos los porcentajes mensuales de precipitación, los que serán igual a la lluvia mensual entre el promedio mensual calculado en el paso anterior y por 100. Al sumar los porcentajes calculados y obtener su promedio deberán de obtenerse 1,200 y 100, respectivamente.
- PASO 3) Todos los porcentajes mensuales correspondientes a cada uno de los doce meses se suman y se divide tal suma entre el número de años completos, esto es, se calcula el porcentaje promedio que se denomina S_j , con j varían do de 1 a 12, uno para enero y doce para diciembre.
- PASO 4) El método acepta la hipótesis que considera que los meses desconocidos tendrán un porcentaje igual al porcentaje promedio (S_j). Se designan las variables siguientes:

i = cada uno de los meses desconocidos, como máximo pueden ser once.
 P_i = precipitación mensual desconocida en cada año incompleto, en milímetros.
 ΣS_i = suma de los porcentajes promedio de los meses cuya precipitación se desconoce, en porcentaje.

ΣP = suma de las precipitaciones mensuales conocidas en los años incompletos, en milímetros.

S_i = porcentaje promedio asignado a cada uno de los meses desconocidos o faltantes.

De acuerdo a las variables anteriores se puede establecer la siguiente --proporción:

$$\frac{P_i}{S_i} = \frac{\Sigma P}{1,200 - \Sigma S_i} \quad (4.2)$$

por lo cual:

$$P_i = \left(\frac{\Sigma P}{1,200 - \Sigma S_i} \right) S_i \quad (4.3)$$

La expresión entre paréntesis es una cantidad constante para cada año incompleto, por lo que finalmente se tiene:

$$p_i = K \cdot S_i \quad (4.4)$$

Con respecto a la estimación de registros horarios faltantes de una tormenta, M. Hashino (1973) propuso un método para encontrar las secuencias de lluvia horaria de una tormenta que ocurrió en una cuenca, el criterio se puede consultar en la referencia recomendada E.

EJEMPLO 4.2:

La estación pluviométrica EL HUIZACHE en San Luis Potosí, tiene un registro de --precipitaciones mensuales de 13 años en el período 1966-1978, con los años 1966 y 1973 incompletos. Completar el registro aplicando el Método Racional Deductivo.

SOLUCION: El desarrollo del método se tiene en la Tabla 4.6 de la página siguiente, en la que se indican entre paréntesis los valores mensuales deducidos, así --por ejemplo, para los meses de enero de 1966 y agosto de 1973, se tiene:

$$P_{E,66} = \left(\frac{426.0}{1,200 - 94.2} \right) (31.1) = 11.981 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Precipitación en Enero de 1966 = 12.0 milímetros.

$$P_{A^1,73} = \left(\frac{372.0}{1,200 - 371.6} \right) (114.8) = 55.552 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Precipitación en Agosto de 1973 = 55.6 milímetros.

4.3 ESTIMACION DE REGISTROS ANUALES FALTANTES.

4.3.1 METODO DE LA RELACION NORMALIZADA.

En este método la lluvia anual (o mensual) faltante en una cierta estación pluviométrica, se estima a partir de los valores observados en tres estaciones cercanas, situadas uniformemente alrededor de la estación incompleta y que contengan --los registros faltantes. Si la precipitación media anual (o media mensual) de cada una de las estaciones auxiliares está dentro de un 10% de la registrada en la estación incompleta, se usará el promedio aritmético de las tres estaciones para estimar el dato anual (o mensual) faltante.

Si la precipitación media anual (o media mensual) de cualquiera de las estaciones auxiliares difiere en más de un 10% de la medida en la estación incompleta, el dato faltante será determinado por el Método de la Relación Normalizada, en el cual los valores observados en las estaciones auxiliares son ponderados mediante las --relaciones o cocientes a la precipitación media anual (o media mensual) correspondiente. Es decir, que el dato faltante anual (o mensual) P_x será igual a:

$$P_x = \frac{1}{3} \left(\frac{N_x}{N_A} P_A + \frac{N_x}{N_B} P_B + \frac{N_x}{N_C} P_C \right) \quad (4.5)$$

en donde:

TABLA 4.6
ESTIMACIONES DE LAS LLUVIAS MENSUALES FALTANTES EN LA ESTACION PLUVIOMETRICA
EL HUIZACHE, S.L.P POR EL METODO RACIONAL DEDUCTIVO

* Años incompletos

AÑO \ MES	1966*		1967		1968		1969		1970		1971		1972	
	P	%	P	%	P	%	P	%	P	%	P	%	P	%
ENE.	(12.0)	31.1	49.0	100.0	2.5	9.0	9.0	63.7	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0	48.1
FEB.	(9.4)	24.3	20.0	40.8	39.5	142.6	0.0	0.0	15.0	73.9	0.0	0.0	0.0	0.0
MAR.	(14.9)	38.8	42.0	85.7	34.0	122.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ABR.	24.5	—	33.0	67.3	36.5	131.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MAY.	45.0	—	74.0	151.0	41.0	148.0	40.5	286.7	26.0	128.1	79.0	305.8	73.0	251.0
JUN.	174.0	—	31.0	63.3	26.5	95.6	24.5	173.5	105.0	517.5	77.0	298.1	60.0	206.3
JUL.	45.0	—	17.5	35.7	29.5	106.5	22.0	155.8	30.5	15.3	0.0	0.0	87.0	299.1
AGO.	45.5	—	114.0	232.7	54.0	194.9	16.5	116.8	8.0	39.4	51.0	197.4	34.0	116.9
SEP.	4.5	—	142.5	290.8	48.5	175.0	12.5	88.5	43.0	211.9	66.0	255.5	20.0	68.8
OCT.	87.5	—	58.0	118.4	2.0	7.2	43.0	304.4	0.0	0.0	37.0	143.2	22.0	75.6
NOV.	0.0	—	7.0	14.3	4.0	14.4	1.5	10.6	18.0	78.9	0.0	0.0	17.0	58.5
DIC.	0.0	—	0.0	0.0	14.5	52.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.0	75.6
SUMA	(462.3)	—	588.0	1,200	332.5	1,200	169.5	1,200	243.5	1,200	310.0	1,200	349.0	1,200
PROMEDIO	—	—	49.0	100	27.7	100	14.1	100	20.3	100	25.8	100	29.1	100

AÑO \ MES	1973*		1974		1975		1976		1977		1978		SUMA DE % DE AÑOS COMPLETOS	
	P	%	P	%	P	%	P	%	P	%	P	%	SUMA	PROMEDIO
ENE.	34.0	—	0.0	0.0	37.0	121.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	341.9	31.1
FEB.	50.0	—	0.0	0.0	3.0	9.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	267.1	24.3
MAR.	0.0	—	18.0	79.1	0.0	0.0	12.0	35.7	0.0	0.0	24.0	103.9	427.1	38.8
ABR.	33.0	—	34.0	149.5	0.0	0.0	20.0	59.5	16.0	81.9	13.0	56.3	546.2	49.7
MAY.	72.0	—	6.0	26.4	46.0	150.6	112.0	333.1	50.0	255.9	12.0	52.0	2,088.6	189.9
JUN.	107.0	—	55.0	241.8	44.0	144.1	26.0	77.3	22.0	112.6	24.0	103.9	2,034.0	184.9
JUL.	50.0	—	48.0	211.0	79.5	260.3	85.5	254.3	0.0	0.0	38.0	164.6	1,637.6	148.9
AGO.	(51.6)	114.8	4.0	17.6	44.0	144.1	0.0	0.0	21.0	107.5	22.0	95.3	1,262.6	114.8
SEP.	(115.3)	256.8	83.0	364.8	29.0	95.0	95.0	282.5	89.5	455.4	124.0	537.0	2,825.2	256.8
OCT.	26.0	—	0.0	0.0	84.0	275.0	18.0	53.5	30.5	156.1	20.1	87.0	1,220.4	110.9
NOV.	0.0	—	12.0	52.7	0.0	0.0	5.0	14.9	6.0	30.7	0.0	0.0	275.0	25.0
DIC.	0.0	—	13.0	57.1	0.0	0.0	30.0	89.2	0.0	0.0	0.0	0.0	274.2	24.9
SUMA	(538.9)	—	273.0	1,200	366.5	1,200	403.5	1,200	234.5	1,200	277.1	1,200	13,199.9	1,200.0
PROMEDIO	—	—	22.8	100	30.5	100	33.6	100	19.5	100	23.1	100	1,100	100.0

- N_x = precipitación media anual (o media mensual) en la estación incompleta, en milímetros.
 N_A, N_B, N_C = precipitación media anual (o media mensual) en las estaciones auxiliares A, B y C, en milímetros.
 P_A, P_B, P_C = precipitación anual (o mensual) observada en las estaciones A, B y C para la misma fecha que la faltante, en milímetros.

El método de la relación normalizada permite estimar datos faltantes a nivel anual

o mensual, pero se recomienda para los primeros. De acuerdo a C.O. Wisles y E.F. Brater el método no debe ser restringido a tres estaciones, sino que puede ser empleado un número mayor de estaciones, siempre y cuando tengan aproximadamente la misma distancia a la estación con datos faltantes (37,6). Cuando el método es aplicado para estimar datos mensuales, los valores de N_A , N_B y N_C son los correspondientes al mes que se estima.

EJEMPLO 4.3:

Se requiere estimar la lluvia del año 1954 en la estación climatológica HIGUERAS, en el estado de Nuevo León, por el Método de la Relación Normalizada, teniendo como datos las lluvias medias anuales y la del año 1954 en tres estaciones cercanas.

SOLUCION: Los datos de las estaciones circunvecinas (Ver Fig. 4.12 de la página - 4-14), se han concentrado en la Tabla 4.7 siguiente.

T A B L A 4 . 7
**DATOS PARA LA APLICACION DEL METODO DE LA RELACION NORMALIZADA
 PARA LA ESTIMACION DE LA LLUVIA DEL AÑO 1954
 EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, N. L.**

ESTACION :	PRECIP. MEDIA ANUAL, EN mm.	PERIODO DE REGISTRO *	PRECIPITACION DEL AÑO 1954, EN mm.
CIENEGA DE FLORES	730.0	1938 — 1979	311.4
CERRALVO	643.0	1938 — 1979	636.1
CADEREYTA DE JIMENEZ	699.0	1904 — 1979	460.6
HIGUERAS	575.7	1927 — 1979**	VALOR FALTANTE

* Según boletín hidrométrico No. 49 (1979) de la C. I. L. A.

** Excepto el año 1954.

Como se observa en la segunda columna de la tabla anterior, los valores de la precipitación media anual en cada estación auxiliar difieren en más de un 10% con respecto a la de la estación Higuera, por lo tanto, el valor en el año 1954 se estimará por medio de la ecuación 4.5, esto es:

$$P_{1954} = \frac{1}{3} \left[\frac{575.7}{730.0} (311.4) + \frac{575.7}{643.0} (636.1) + \frac{575.7}{699.0} (460.6) \right] = 398.1 \text{ milímetros.}$$

$$P_{1954} = 398.1 \text{ mm.}$$

4.3.2 USO DE LAS TECNICAS DE REGRESION LINEAL.

Para completar registros anuales en uno o más años, seguidos o intercalados, el uso de la regresión lineal entre la estación incompleta y otra u otras cercanas, es de enorme ayuda para estimar los valores faltantes. La regresión lineal y la correlación entendida ésta última, como una forma de medir el grado de asociación o dependencia entre los datos de las estaciones que se analizan, se describen con detalle en el Anexo C, en sus primeros tres incisos, sugiriéndose su consulta y estudio.

4.3.3 INCREMENTO DEL REGISTRO ANUAL POR REGRESION.

En el inciso 4 del Anexo C se presenta el fundamento del método de incremento de un registro anual de lluvias por regresión lineal entre dos estaciones pluviométricas. Además describe el concepto de eficiencia estadística, bastante útil para analizar la conveniencia de la inferencia o incremento de la información y por último, en el ejemplo C.1 se desarrolla un caso práctico sobre el incremento de un registro de lluvias anuales.

4.4 ANALISIS DE REGISTROS ANUALES.

4.4.1 ANALISIS DE HOMOGENEIDAD O CONSISTENCIA.

4.4.1.1 CONCEPTO DE HOMOGENEIDAD DE LA SERIE. Una serie de datos es llamada HOMOGENEA si es una muestra de una única población. Si la serie es inhomogénea, se le deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea, de manera que las estimaciones estadísticas muestrales sean válidas estimaciones de los parámetros poblacionales (39,4).

La homogeneidad de una serie se puede perder por un sinnúmero de causas, las cuales pueden ser diferenciadas en dos grupos: primero, las debidas a cambios físicos en la propia estación pluviométrica y segundo, las originadas por las modificaciones o cambios en el medio ambiente. A continuación se resumen las causas principales de pérdida de homogeneidad de una serie de lluvias:

1. Cambio en la localización del pluviómetro.
2. Cambio en la forma de exposición, o reposición del aparato.
3. Cambio en el procedimiento de observación, o reemplazo del operador.
4. Construcción de embalses en las cercanías.
5. Deforestaciones y reforestaciones en la zona.
6. Deseccación de pantanos.
7. Apertura de nuevas áreas al cultivo en los alrededores.
8. Industrialización en áreas circundantes.

Con respecto a la primera causa citada, el U.S. Environmental Data Service indica que una estación deberá ser nuevamente identificada cuando se mueve o desplaza 8 Km en distancia y/o 30 metros en elevación (21,65).

Todas las acciones anteriores traen consigo una alteración relativa en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro. Lo anterior indica que conducen a errores de tipo sistemático, los cuales son muy importantes pues su efecto es acumulativo. Por otra parte, también existirán los errores de tipo accidental o aleatorios, los que se deben principalmente al observador, o bien se generan en la transcripción, copia o impresión de los registros pluviométricos.

Conviene aclarar que en los análisis climatológicos se utiliza el término Homogeneidad de la serie y en los análisis hidrológicos se emplea el término Consistencia de la serie, ambos términos son sinónimos pues indican un cambio en la cantidad de lluvia medida por la estación, por alguna de las causas ya citadas; sin embargo, existe una diferencia que se debe a las técnicas empleadas para investigar la homogeneidad o la consistencia, esto es: la homogeneidad comúnmente se analiza a través de pruebas estadísticas y en cambio, la consistencia por lo general se detecta con la técnica de la Curva Masa Doble.

4.4.1.2 TIPOS DE PRUEBAS ESTADISTICAS DE HOMOGENEIDAD. El Test o Prueba Estadística de homogeneidad, presenta una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla en base a su probabilidad de ocurrencia. Si dicha probabilidad es pequeña, será concluido que la serie es inhomogénea; si es grande, la decisión es que es homogénea. La regla especifica además la probabilidad límite (Nivel de Significancia α), bajo la cual la hipótesis de homogeneidad o nula será rechazada y entonces, alguna hipótesis alternativa será aceptada (39,4).

Cuando es posible especificar la distribución que sigue la hipótesis nula y las alternativas, las Pruebas Paramétricas deben ser utilizadas, en caso contrario las llamadas Pruebas No Paramétricas son lo más indicado. Las pruebas no paramétricas son de hecho menos rigurosas que las paramétricas, pero mucho más sencillas de realizar, entre las primeras se presentarán la prueba de Helmer, la de las Secuencias y la de Wald-Wolfowitz, y entre las segundas la prueba de la t de Student y la de Cramer.

Adicionalmente las pruebas estadísticas pueden ser clasificadas en función de la información que requieren para ser aplicadas, en los siguientes dos grupos:

- 1) Pruebas estadísticas que se aplican a los datos de la serie cuya homogeneidad se investiga, son ejemplos de ellas, las pruebas de Helmert, de las Secuencias, de la t de Student y de Cramer.
- 11) Pruebas estadísticas que requieren para su aplicación del apoyo de otra estación pluviométrica cercana, por ejemplo, la prueba de Wald-Wolfowitz.

La técnica de la curva masa doble que posteriormente será expuesta, puede quedar incluida en el segundo grupo citado, pero además puede servir para integrar un tercer grupo de pruebas que utilizan la información de todas las estaciones pluviométricas cercanas.

4.4.1.3 PRUEBA ESTADISTICA DE HELMERT. Con fines prácticos se puede decir que una serie de lluvias anuales y en general, cualquier serie climatológica, presenta como alternativas a la homogeneidad, los cambios bruscos (saltos) de su valor medio, la tendencia o alguna forma de oscilación.

La prueba de Helmert es bastante sencilla y consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento de la serie con respecto a su valor medio (24,10). Si una desviación de un cierto signo es seguida por otra del mismo signo, una secuencia (S) es creada. En contraste, si una desviación es seguida por otra de signo contrario, un cambio (C) será registrado. Cada año, excepto el primero, definirán una secuencia o un cambio.

Si la serie es homogénea, la diferencia entre el número de secuencias (S) y el número de cambios (C) en el registro deberá ser cero, dentro de los límites de un error probable, el cual de hecho, depende de la longitud del registro (n), esto es:

$$S - C = 0 \pm \sqrt{n - 1} \quad (4.6)$$

o bien:

$$S - C = \pm \sqrt{n - 1} \quad (4.7)$$

Si el número de secuencias es mayor que el número de cambios, algún tipo de variación en la media o una tendencia en los datos crean la inconsistencia del registro. Tal condición se puede desarrollar con un cambio en el emplazamiento de la estación pluviométrica. Si por el contrario, el número de cambios resulta mayor que el de secuencias, alguna forma de oscilación del valor medio estará presente y su causa deberá ser investigada con más detalle (24,10).

4.4.1.4 PRUEBA ESTADISTICA DE LAS SECUENCIAS. Esta prueba es bastante común y muy sensitiva; se realiza contando el número de secuencias o rachas (u) arriba o bajo la mediana de la serie. El valor de la mediana se obtiene ordenando los datos respecto a su magnitud y seleccionando el valor central, si n es impar, o la media aritmética de los dos valores centrales, si n es par (Anexo A, página 6). Usando el valor de la mediana, se marca con A si es mayor y con B si es menor, cada dato o evento de la serie; las secuencias o sucesión de valores de A o B son contabilizadas y para concluir que la serie es homogénea el número de secuencias (u) debe estar comprendido entre el rango que se marca en la Tabla 4.8 (7,72) de la página siguiente, para el número de años de registro (n).

Tomando en cuenta que en series grandes resulta algo laborioso el cálculo de la mediana, se acepta con fines prácticos utilizar la media de tal serie en lugar de su mediana.

Si se obtiene un alto número de secuencias esto puede ser una indicación de oscilación en la serie, mientras que un número reducido de rachas será una indicación de una tendencia o cambio en la media.

EJEMPLO 4.4:

En la Tabla 4.9 de la página siguiente se tiene el registro completo de lluvias anuales en la estación HIGUERAS en el estado de Nuevo León, para el cual se pide probar su homogeneidad con las Pruebas Estadísticas de Helmert y de las Secuencias.

TABLA 4.8
RANGO DEL NUMERO DE SECUENCIAS (u)
PARA UN REGISTRO HOMOGENEO.

NUMERO DE DATOS n	RANGO DE u	NUMERO DE DATOS n	RANGO DE u
12	5 - 8	32	13 - 20
14	5 - 10	34	14 - 21
16	6 - 11	36	15 - 22
18	7 - 12	38	16 - 23
20	8 - 13	40	16 - 25
22	9 - 14	50	22 - 30
24	9 - 16	60	26 - 36
26	10 - 17	70	31 - 41
28	11 - 18	80	35 - 47
30	12 - 19	100	45 - 57

TABLA 4.9
REGISTRO DE LLUVIAS ANUALES EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, N. L.

No.	AÑO.	PRECIPITACION ANUAL, EN mm	No.	AÑO.	PRECIPITACION ANUAL, EN mm	No.	AÑO.	PRECIPITACION ANUAL, EN mm	No.	AÑO.	PRECIPITACION ANUAL, EN mm
1	1927	485.6	15	1941	736.5	29	1955	525.7	43	1969	715.0
2	1928	670.9	16	1942	462.2	30	1956	282.9	44	1970	746.0
3	1929	343.6	17	1943	330.1	31	1957	344.4	45	1971	590.0
4	1930	695.2	18	1944	732.8	32	1958	723.3	46	1972	892.0
5	1931	594.9	19	1945	362.1	33	1959	472.5	47	1973	1,202.5
6	1932	721.8	20	1946	420.0	34	1960	634.3	48	1974	471.5
7	1933	876.3	21	1947	555.4	35	1961	403.0	49	1975	733.9
8	1934	623.2	22	1948	716.4	36	1962	321.2	50	1976	1,180.5
9	1935	617.5	23	1949	482.5	37	1963	389.7	51	1977	372.5
10	1936	626.1	24	1950	251.5	38	1964	374.6	52	1978	476.5
11	1937	377.8	25	1951	650.7	39	1965	617.4	53	1979	394.0
12	1938	570.4	26	1952	303.4	40	1966	471.4	54	1980	—
13	1939	433.2	27	1953	461.0	41	1967	1,119.0	55	1981	—
14	1940	563.4	28	1954	(368.5)*	42	1968	816.5	56	1982	—

* Valor estimado en el ejemplo 4.1, Fig. 4.12

SOLUCION: En la Tabla 4.10 (página siguiente) se tiene la aplicación de las pruebas estadísticas de Helmer y de las Secuencias, indicándose en la parte inferior de dicha tabla, los cálculos de cada prueba, a partir de los cuales se concluye - que el registro analizado es INHOMOGENEO.

4.4.1.5 PRUEBA ESTADISTICA DE LA t DE STUDENT. Cuando la causa de la pérdida de - homogeneidad de la serie es probable que sea un abrupto cambio en la media, la -- prueba paramétrica de la t de Student es especialmente útil. La prueba es poderosa para detectar la inconsistencia en la media, además de ser un test robusto, ex - cepto cuando la longitud de los dos períodos seleccionados para comparación de sus medias son desiguales, pues entonces la distribución de los datos puede no ser -- sesgada (47,63). Se entiende que un test es robusto cuando es insensible a la -- forma de distribución de probabilidades de la serie (47,58). Debido a lo anterior, -- se recomienda al aplicar la prueba de la t de Student, que los valores de n_1 y n_2

TABLA 4.10

APLICACION DE LOS TESTS DE HELMERT Y DE LAS SECUENCIAS PARA INVESTIGAR LA HOMOGENEIDAD DEL REGISTRO DE LLUVIAS ANUALES DE LA ESTACION CLIMATOLOGICA FIGUERAS, NUEVO LEON.

Nº	AÑO	PRECIPITACION ANUAL, EN MILIMETROS	TEST DE HELMERT	TEST DE LAS SECUENCIAS	Nº	AÑO	PRECIPITACION ANUAL, EN MILIMETROS	TEST DE HELMERT	TEST DE LAS SECUENCIAS	Nº	AÑO	PRECIPITACION ANUAL, EN MILIMETROS	TEST DE HELMERT	TEST DE LAS SECUENCIAS
1	1927	485.6	-	8	1	1945	362.1	-	C	37	1963	389.7	-	S
2	1928	670.9	+	A	2	1946	420.0	-	S	38	1964	374.6	-	S
3	1929	343.6	-	B	3	1947	555.4	-	S	39	1965	617.4	+	C
4	1930	695.2	+	A	22	1948	716.4	+	C	40	1966	471.4	-	C
5	1931	594.9	+	A	23	1949	482.5	-	C	41	1967	1119.0	+	C
6	1932	721.8	+	A	24	1950	251.5	-	S	42	1968	816.5	+	S
7	1933	876.3	+	A	4	1951	650.7	+	C	43	1969	715.0	+	S
8	1934	623.2	+	A	26	1952	303.4	-	C	44	1970	746.0	+	S
9	1935	617.5	+	A	27	1953	461.0	-	S	45	1971	590.0	+	S
10	1936	626.1	+	A	28	1954	368.5	-	S	46	1972	892.0	+	S
11	1937	377.8	-	B	29	1955	525.7	-	S	47	1973	1,202.5	+	S
12	1938	570.4	-	B	5	1956	282.9	-	S	48	1974	471.5	-	C
13	1939	433.2	-	B	31	1957	344.4	-	S	49	1975	733.9	+	C
14	1940	563.6	-	B	32	1958	723.3	+	C	50	1976	1,180.5	+	S
15	1941	736.5	+	A	6	1959	472.5	-	C	51	1977	372.5	-	C
16	1942	462.2	-	B	7	1960	634.3	-	C	52	1978	476.5	+	S
17	1943	330.1	-	B	35	1961	403.0	-	C	53	1979	394.0	+	S
18	1944	732.8	-	A	8	1962	321.2	-	S	54	1980	—	—	S

TEST DE HELMERT

$\bar{x} = 571.8$ mm.

S = 30

C = 22

$$\sqrt{n-1} = \sqrt{52} = 7.21$$

S < C = 22 ∴ el registro es INHOMOGENEO

TEST DE LAS SECUENCIAS

$\bar{x} = 571.8$ mm.

n = 53

u = 23

rango de u = 23-32 (según tabla 4.8)

∴ el registro es INHOMOGENEO

de cada media que se compara \bar{x}_1 , \bar{x}_2 , sean similares.

La estadística de la prueba t de Student está definida por la ecuación siguiente - (47,63):

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} (1/n_1 + 1/n_2) \right]^{1/2}} \quad (4.8)$$

siendo, S_1^2 y S_2^2 las varianzas de x_i en los dos períodos de registro, respectivamente. Entonces, $n_1 S_1^2$ puede ser calculada con la ecuación:

$$n_1 S_1^2 = \sum_1^{n_1} x_i^2 - 1/n_1 \left(\sum_1^{n_1} x_i \right)^2 \quad (4.9)$$

y similarmente $n_2 S_2^2$.

El valor absoluto de t_d se compara generalmente con el valor de t de la distribución t de Student de dos colas y con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y con un 5% de nivel de significancia. Los valores de t se tienen en la Tabla 4.11 (23,---272) siguiente.

TABLA 4.11
DISTRIBUCION t DE STUDENT

GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA		GRADOS DE LIBERTAD	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	
	5 % *	5 % **		5 % *	5 % **
1	6.314	12.706	18	1.734	2.101
2	2.920	4.303	19	1.729	2.093
3	2.353	3.182	20	1.725	2.086
4	2.132	2.776	21	1.721	2.080
5	2.015	2.571	22	1.717	2.074
6	1.943	2.447	23	1.714	2.069
7	1.895	2.365	24	1.711	2.064
8	1.860	2.306	25	1.708	2.060
9	1.833	2.262	26	1.706	2.056
10	1.812	2.228	27	1.703	2.052
11	1.796	2.201	28	1.701	2.048
12	1.782	2.179	29	1.699	2.045
13	1.771	2.160	30	1.697	2.042
14	1.761	2.145	40	1.684	2.021
15	1.753	2.131	60	1.671	2.000
16	1.746	2.120	120	1.658	1.980
17	1.740	2.110	∞	1.645	1.960

* Prueba de una cola.

** Prueba de dos colas.

Si y sólo si, el valor absoluto de t_d es mayor que el de t se concluye que la diferencia entre las medias, es evidencia de inconsistencia o falta de homogeneidad - (47,63).

4.4.1.6 PRUEBA ESTADISTICA DE CRAMER. Algunas veces puede ser más conveniente comparar la media de toda la serie y la media de una cierta parte del registro, para investigar la homogeneidad; para tal propósito la prueba de H. Cramer (1946) es bastante útil, además de ser complementaria de la prueba de la t de Student, ya que ésta última no es recomendable cuando n_1 y n_2 no son parecidos.

En la prueba de Cramer, \bar{X} y S son respectivamente la media y la desviación típica

del registro total de n valores, definidas por las ecuaciones A.10 y A.12 del Anexo A. Por otra parte, \bar{x}_k es la media del subperíodo de n' valores, es decir que \bar{x}_k (47,64):

$$\bar{x}_k = \frac{\sum_{i=k+1}^{i=k+n} x_i}{n'} \quad (4.10)$$

definiéndose:

$$\tau_k = \frac{(\bar{x}_k - \bar{x})}{s} \quad (4.11)$$

y finalmente:

$$t_k = \left\{ \frac{n' (n - 2)}{n - n' [1 + (\tau_k)^2]} \right\}^{1/2} (\tau_k) \quad (4.12)$$

La estadística t_k tiene distribución t de Student de dos colas con $\nu = n - 2$ grados de libertad y es utilizada en la misma forma que la estadística t_d , del inciso anterior (ecuación 4.8).

EJEMPLO 4.5:

En la Fig. 4.13 (página siguiente) se tiene dibujado el registro de lluvias anuales de la estación climatológica HIGUERAS, N.L., pudiéndose observar un cambio o salto brusco en la media, de manera que al parecer durante el período comprendido entre 1967 y 1976 se registró más lluvia. Se pide investigar con las pruebas estadísticas de la t de Student y de Cramer si la serie es inhomogénea.

SOLUCION: La aplicación de la prueba de la t de Student se llevará a cabo para un primer período de 1927 a 1966 y un segundo período de 1967 a 1979. Los valores siguientes fueron calculados en base al registro de la estación Higuera, dado en la Tabla 4.9 de la página 4-21, tales valores son:

$$\begin{array}{lll} \bar{x}_1 = 514.8 \text{ mm} & n_1 = 40 \text{ años} & S_1^2 = 24,070.7 \text{ mm}^2 \\ \bar{x}_2 = 746.9 \text{ mm} & n_2 = 13 \text{ años} & S_2^2 = 83,284.2 \text{ mm}^2 \end{array}$$

entonces t_d según la ecuación 4.8, será igual a:

$$t_d = \frac{514.8 - 746.9}{\left[\frac{40(24,070.7) + 13(83,284.2)}{40 + 13 - 2} (1/40 + 1/13) \right]^{1/2}} = \frac{-232.1}{63.9371} = -3.630$$

∴ $|t_d| = 3.63$

de la Tabla 4.11 de la página anterior, se obtiene para un nivel de significancia del 5% y $\nu = 40 + 13 - 2 = 51$ grados de libertad, un valor de $t = 1.678$ y como el valor absoluto de t_d es mayor que t , la serie es inhomogénea. Sin embargo, el resultado anterior debe ser tomado con reservas pues los valores de n_1 y n_2 no son nada semejantes.

Para la aplicación de la prueba de Cramer se utilizará el mismo subperíodo definido en la prueba de la t de Student, entonces se calculan para los datos de la Tabla 4.9 de la página 4-21, los valores siguientes:

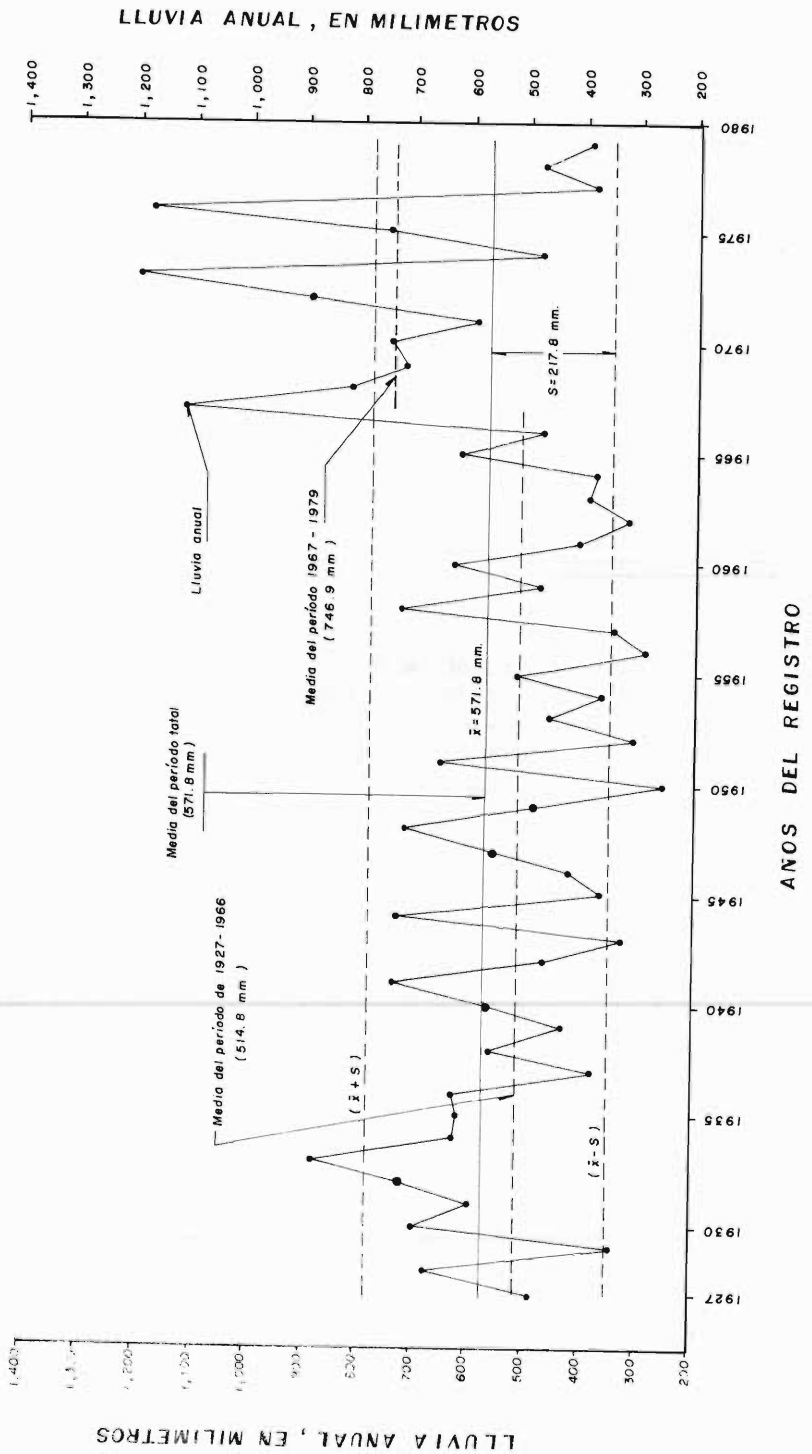
$$\begin{array}{lll} \bar{x} = 571.8 \text{ mm} & n = 53 \text{ años} & \bar{x}_k = 746.9 \text{ mm} \text{ (se contrasta la media del} \\ S = 217.8 \text{ mm} & n' = 13 \text{ años} & \text{segundo período, por ser la} \\ & & \text{que presenta mayor diferencia con la media} \\ & & \text{de todo el registro y entonces, la prueba} \\ & & \text{se realiza con la condición más desfavorable).} \end{array}$$

entonces se tendrá:

Fig. 4.13

ANALISIS DE HOMOGENEIDAD

REGISTRO ORIGINAL DE LLUVIAS ANUALES DE LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, EN EL ESTADO DE NUEVO LEON



LLUVIA ANUAL, EN MILIMETROS

$$T_k = \frac{(746.9 - 571.8)}{217.8} = 0.804 \quad (4.11)$$

$$t_k = \left[\frac{13(53 - 2)}{53 - 13 + (0.804)^2} \right]^{1/2} (0.804) = 3.683 \quad (4.12)$$

Como los grados de libertad son iguales en las pruebas de la t de Student y de -- Cramer, entonces el valor de t = 1.678 determinado anteriormente en la Tabla 4.11 será también utilizado en el test de Cramer y como t_k resultó mayor que t la se-- rie es inhomogénea.

4.4.1.7 PRUEBA ESTADISTICA DE WALD-WOLFOWITZ. Esta prueba permite determinar si - existe alguna diferencia entre las dos series que se analizan, se deba tal diferen-- cia a tendencia central, variabilidad, oblicuidad o cualquier cosa, es decir, la prueba Wald-Wolfowitz descubre cualquier clase de discrepancia entre las series - que se analizan(36,165). Para aplicar la prueba a los datos procedentes de dos se-- ries de lluvias anuales de tamaños N₁ y N₂, se ordenan todos los valores (N₁ + N₂) en forma creciente y se determina el número de secuencias o rachas de la serie or-- denada. Una secuencia se define como cualquier sucesión de valores de la misma se-- rie, los cuales se indican con X para la estación en que se investiga la homoge-- neidad y con Y para la estación auxiliar.

Cuando las muestras son pequeñas (N₁, N₂ ≤ 20) la Tabla 4.12 (36,286) siguiente, - presenta los valores críticos del número de secuencias, de manera que si se encon-- tró un número de rachas (r) igual o menor que el valor tabulado, las series serán diferentes debido a una cierta causa, en un nivel de significancia del 5% (36,--- 167).

T A B L A 4 . 1 2
**VALORES CRITICOS DEL NUMERO DE SECUENCIAS EN EL TEST
DE WALD-WOLFOWITZ, PARA MUESTRAS PEQUEÑAS.**

$n_1 \backslash n_2$	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
2											2	2	2	2	2	2	2	2	2
3					2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3
4				2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
5			2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5
6		2	2	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	6
7		2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6
8		2	3	3	3	4	4	5	5	5	6	6	6	6	6	7	7	7	7
9		2	3	3	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	7	7	8	8	8
10		2	3	3	4	5	5	5	6	6	7	7	7	7	8	8	8	8	9
11		2	3	4	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9	9
12	2	2	3	4	4	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9	10	10
13	2	2	3	4	5	5	6	6	7	7	8	8	8	9	9	10	10	10	10
14	2	2	3	4	5	5	6	7	7	8	8	8	9	9	10	10	10	11	11
15	2	3	3	4	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11	12
16	2	3	4	4	5	6	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11	12	12
17	2	3	4	4	5	6	7	7	8	9	9	10	10	11	11	11	12	12	13
18	2	3	4	5	5	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13	13
19	2	3	4	5	6	6	7	8	8	9	10	10	11	11	12	12	13	13	13
20	2	3	4	5	6	6	7	8	9	9	10	10	11	12	12	13	13	13	14

Cuando N₁ o N₂ > 20, no se puede utilizar la Tabla 4.12 anterior, entonces se eva-- lúa la estadística z, igual a (36,169):

$$z = \frac{r - \left(\frac{2N_1 N_2}{N_1 + N_2} + 1 \right)}{\sqrt{\frac{2N_1 N_2 (2N_1 N_2 - N_1 - N_2)}{(N_1 + N_2)^2 (N_1 + N_2 - 1)}}} - 0.50 \quad (4.13)$$

si el valor calculado de z (ecuación 4.13) tiene una probabilidad asociada 'p', -leída directamente en la Tabla 4.13 siguiente, igual o menor que el nivel de significancia adoptado (comúnmente $\alpha = 5\%$), las series serán diferentes y por lo tanto, si se sabe que una de ellas es homogénea, la otra será la inhomogénea.

T A B L A 4.13
PROBABILIDADES ASOCIADAS p AUXILIARES EN LA PRUEBA DE WALD-WOLFOVITZ.

Z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007

En la ecuación 4.13 cuando $N_1 + N_2$ es grande, el valor de 0.50 que se resta en el numerador se debe eliminar, pues tal corrección no es necesaria (36,169).

4.4.1.8 TECNICA DE LA CURVA MASA DOBLE. La curva masa doble verifica la consistencia del registro de una estación, comparando la precipitación anual acumulada, con los valores correspondientes, también acumulados de la precipitación anual promedio de un grupo de estaciones localizadas en los alrededores. Se recomienda utilizar del orden de 10 estaciones auxiliares (22,76); de esta forma los errores de tales estaciones auxiliares se contrarrestan o 'diluyen', sobre todo los accidentales y se destacan más los de la estación que se compara.

La teoría de la curva masa doble o curva de dobles acumulaciones, establece que -al representar en unos ejes coordenados, las parejas de valores definidos por las acumulaciones sucesivas de cada serie, definen una colección de puntos cuya línea que los une es una recta, si las magnitudes de las dos series son proporcionales. Si se produce un cambio en la pendiente de la curva de dobles acumulaciones es que ha ocurrido una alteración en la proporcionalidad, el punto de quiebre in-

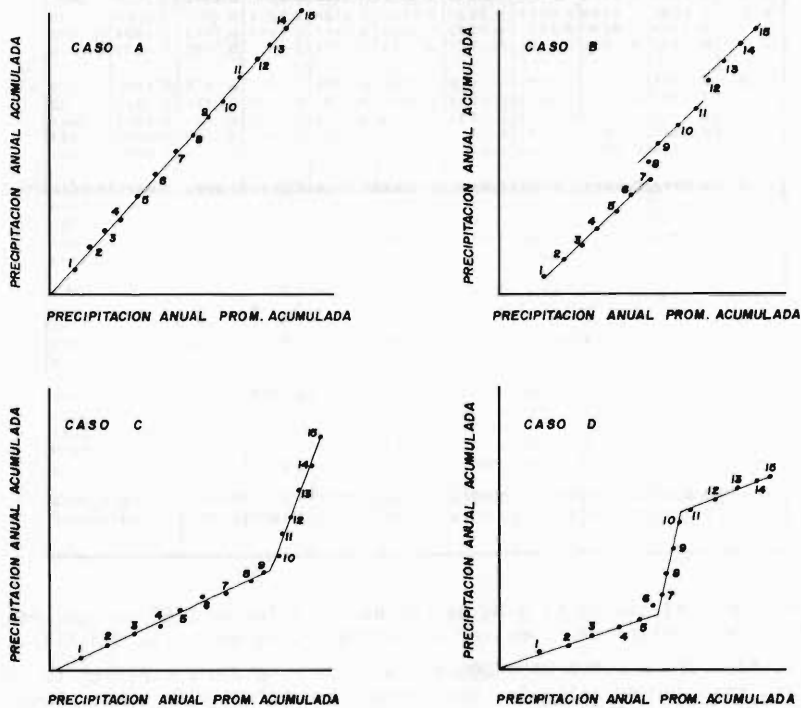
dicará el momento en que ocurrió el cambio y la diferencia de pendientes, podrá servir para corregir el tramo inconsistente.

En general, y con el objeto de volver a utilizar las comparaciones realizadas, se establecen las acumulaciones empezando por los datos más antiguos, puesto que de este modo se pueden seguir acumulando los datos más recientes en los futuros estudios (14,4).

Como norma se indica que cambios de pendiente formados por menos de 5 puntos no se consideran representativos de un error sistemático, sin embargo en la práctica, si el cambio de pendiente es muy acusado puede aceptarse la representatividad con un mínimo de tres puntos.

Los casos más frecuentes en el análisis de la curva masa doble se han ilustrado en la Fig. 4.14 siguiente y su interpretación se detalla a continuación (14,7).

Fig. 4.14
ANÁLISIS DE CURVA MASA DOBLE



CASO A: La serie de puntos encaja perfectamente o más o menos en una línea recta, lo que indica proporcionalidad y por lo tanto, consistencia en la estación analizada.

CASO B: Se puede ajustar una serie de rectas paralelas en las que los puntos coinciden, lo anterior indica proporcionalidad, aunque existan años que estén medidos por exceso o por defecto. En la Fig. 4.14 (Caso B) los años 8 y 12 es probable -- que se haya medido por exceso.

CASO C: Cuando se deben ajustar dos rectas de diferentes pendientes se tiene un caso típico de error sistemático. Si la comparación se realizó entre la estación

que se investiga y una serie representativa de un grupo de estaciones (del orden de 10), es lógico suponer que la serie que tiene error sea la individual. Pero -- cuando se comparan dos series individuales, se debe establecer un proceso iterativo de comparación con otras series y por la coincidencia, o no coincidencia de -- cambios de pendiente, se detecta la serie errónea.

Más difícil es detectar cuál de los dos períodos es el correcto, para lo cual se recomienda consultar la historia de la estación y de sus alrededores, para tratar de determinar las causas que originan el cambio y concluir sobre el período correcto, posteriormente se realiza el ajuste del otro tramo, por la relación de pen---dientes.

Cuando no se disponga de información adicional para definir el tramo incorrecto, - se puede aceptar como verdadero o correcto el período más reciente, ya que la experiencia demuestra que en el 80% de los casos el período más moderno es el correcto, porque la estación está mejor vigilada, se dispone de mejores aparatos de medición, o simplemente porque se le buscó un emplazamiento más adecuado.

CASO D: Algunas veces sucede que la estación presenta un tramo central de mayor o menor pendiente; en el 95% de los casos en tal período se midió incorrectamente y habrá que corregirlo para homogeneizar la serie.

Cuando se emplea la técnica de la curva masa doble, para contrastar todas las estaciones pluviométricas de una cuenca, primeramente se sitúan éstas en un plano - indicando su nombre, altitud, lluvia media anual y número de años de registro. En seguida se distribuyen en grupos afines, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones (14,11):

- 1a. Los grupos deben de tener de 3 a 10 estaciones.
- 2a. La lluvia media anual de las estaciones de cada grupo debe ser semejante.
- 3a. Cada grupo debe incluir, por lo menos, una estación con amplio registro (25 años como mínimo).
- 4a. La altitud de las estaciones del grupo debe ser similar, no debiendo existir una diferencia de más de 300 metros.
- 5a. Las estaciones deben estar relativamente próximas, no debiéndose exceder una distancia de 50 Km.

En principio, la estación de más amplio registro se considera modelo y se inician las comparaciones por parejas de estaciones, con la estación modelo; en el transcurso del contraste se van obteniendo conclusiones respecto a la homogeneidad de cada estación y se van realizando las correcciones necesarias hasta que todas las estaciones han sido verificadas y/o corregidas. Como complemento a la teoría expuesta se recomienda consultar la referencia recomendada M.

EJEMPLO 4.6:

Contrastar por medio de la técnica de la curva masa doble, la estación pluviométrica HIGUERAS en el estado de Nuevo León, utilizando como estación auxiliar Ciénega de Flores, N.L. por ser la más cercana (Ver Fig. 4.12 de la página 4-14) y - corregirla en caso de inconsistencia, ya que se sabe que la estación auxiliar es homogénea.

SOLUCION: La estación Ciénega de Flores tiene un registro de lluvias anuales de - 38 años en el período 1940 a 1977 y en cambio, la estación Higueras cuenta con 53 años en el período 1927 a 1979 (Tabla 4.9, página 4-21), por lo anterior, el período común para aplicar la técnica de la curva masa doble será de 38 años, equivalente al período de registro de la estación Ciénega de Flores.

En la Tabla 4.14 (página siguiente) se han tabulado los valores de lluvia anual - del período común y se han realizado sus acumulaciones, cuyos valores dibujados - en unos ejes coordenados se tienen en la Fig. 4.15 de la página 4-31.

TABLA 4. 14

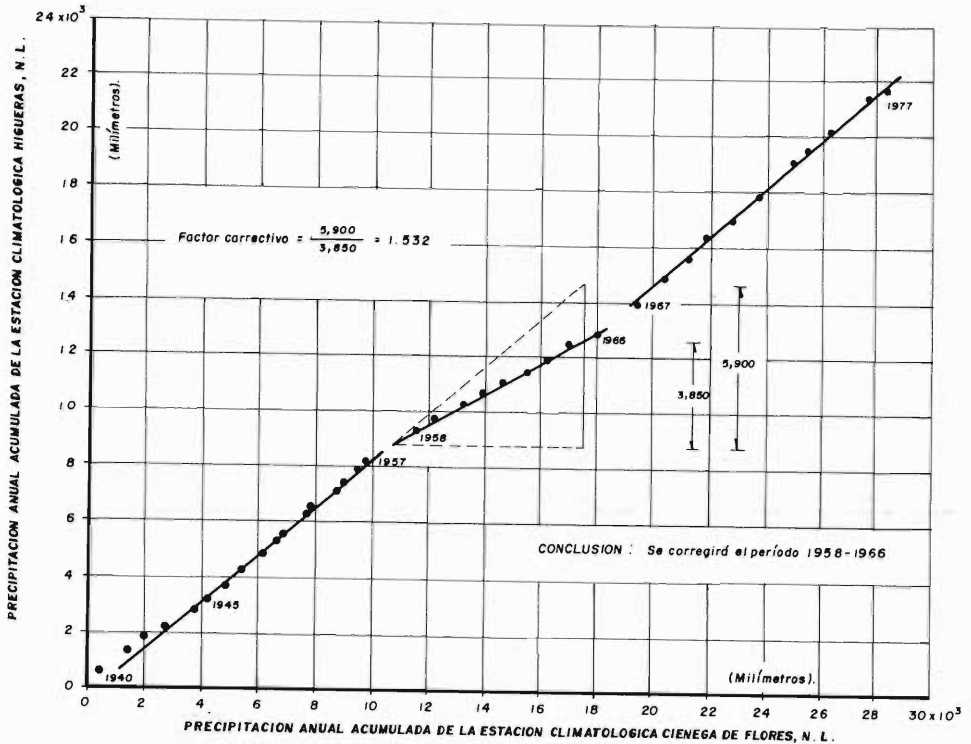
CALCULOS DE LA CURVA MASA DOBLE

ESTACION : CIENEGA DE FLORES				ESTACION : HIGUERAS				ESTACION : HIGUERAS CORREGIDA			
AÑO	PRECIP. ANUAL (mm)	PRECIP. ANUAL ACUMULADA (mm)	AÑO	PRECIP. ANUAL (mm)	PRECIP. ANUAL ACUMULADA (mm)	AÑO	PRECIP. ANUAL (mm)	PRECIP. ANUAL ACUMULADA (mm)	AÑO	PRECIP. ANUAL (mm)	PRECIP. ANUAL ACUMULADA (mm)
1940	455.2	772.5	1940	563.6	9,745.5	1940	563.6	563.6	1959	* 723.9	10,381.7
1941	1,049.3	964.7	1941	736.5	1,300.1	1941	736.5	1,300.1	1960	* 971.7	11,353.4
1942	595.4	634.1	1942	462.2	1,762.3	1942	462.2	1,762.3	1961	* 617.4	11,970.8
1943	637.5	744.2	1943	330.1	2,099.4	1943	330.1	2,092.4	1962	* 492.1	12,462.9
1944	1,013.8	872.9	1944	732.8	2,825.2	1944	732.8	2,825.2	1963	* 597.0	13,059.9
1945	452.7	621.6	1945	362.1	3,187.3	1945	362.1	3,187.3	1964	* 573.9	13,633.8
1946	591.4	895.2	1946	420.0	3,607.3	1946	420.0	3,607.3	1965	* 945.9	14,579.7
1947	667.0	945.3	1947	555.4	4,162.7	1947	555.4	4,162.7	1966	* 722.2	15,301.9
1948	652.9	1,424.0	1948	716.4	4,879.1	1948	716.4	4,879.1	1967	1,119.0	16,420.9
1949	426.9	962.5	1949	482.5	5,361.6	1949	482.5	5,361.6	1968	816.5	17,237.4
1950	322.1	767.5	1950	251.5	5,613.1	1950	251.5	5,613.1	1969	715.0	17,952.4
1951	733.2	758.0	1951	650.7	6,263.8	1951	650.7	6,263.8	1970	746.0	18,698.4
1952	205.9	884.3	1952	303.4	6,567.2	1952	303.4	6,567.2	1971	590.0	19,288.4
1953	803.9	944.7	1953	461.0	7,028.2	1953	461.0	7,028.2	1972	892.0	20,180.4
1954	311.4	1,252.6	1954	368.5	7,396.7	1954	368.5	7,396.7	1973	1,202.5	21,382.9
1955	477.1	628.0	1955	525.7	7,922.4	1955	525.7	7,922.4	1974	471.5	21,854.4
1956	273.7	757.0	1956	282.9	8,205.3	1956	282.9	8,205.3	1975	733.9	22,588.3
1957	654.7	1,298.3	1957	344.4	8,549.7	1957	344.4	8,549.7	1976	1,180.5	23,768.8
1958	1,177.1	672.0	1958	723.3	9,273.0	1958	723.3	9,273.0	1977	* 372.5	24,141.3

* Valores corregidos.

Fig. 4.15

ANALISIS DE CURVA MASA DOBLE PARA DETECTAR LA INCONSISTENCIA DE LA ESTACION HIGUERAS, N. L.



En la Fig. 4.15 anterior se observa un período intermedio (1958-1966) que midió por defecto, ya que su pendiente es menor. De acuerdo a la teoría expuesta y tomando en cuenta que la estación auxiliar es homogénea, el período central será corregido (incrementado) por la relación de pendientes, que es igual a 1.532. Los valores anuales corregidos se indican en la Tabla 4.14 (página anterior) con un asterisco.

Con el objeto de comprobar las correcciones efectuadas al registro de la estación Higuera, se dibujó una nueva curva masa doble con la serie corregida, ésta se tiene en la Fig. 4.16 de la página siguiente y en dicha figura se observa que las series son ahora homogéneas.

EJEMPLO 4.7:

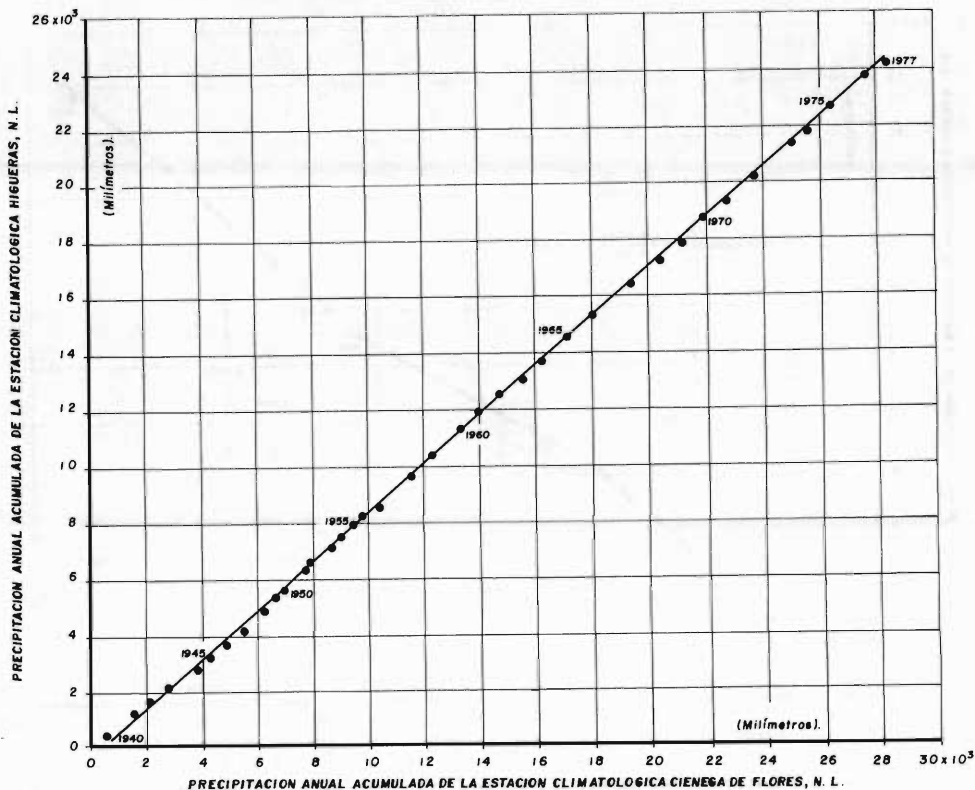
Investigar la homogeneidad de la estación pluviométrica HIGUERAS, N.L., por medio de la prueba estadística de Wald-Wolfowitz, después de que en tal estación fue corregida su inconsistencia, con la técnica de la curva masa doble (Ejemplo anterior). Utilizar como estación auxiliar Ciénega de Flores, N.L.

SOLUCION: De la Tabla 4.14 (página anterior) se obtienen los registros empleados en el análisis de la curva masa doble, el de la estación Higuera será el corregido. Como ambos períodos son de 38 años, la prueba de Wald-Wolfowitz se realizará a través de la ecuación 4.13.

En la Tabla 4.15 de la página 4-33 se han ordenado por magnitudes crecientes, los valores de lluvia anual de ambas estaciones y se ha contabilizado el número de rachas (r) igual a 33. Entonces, como $N_1 = N_2 = 38$, se tendrá que 'z' será igual a:

Fig. 4.16

CURVA MASA DOBLE OBTENIDA DESPUES DE CORREGIR LA INCONSISTENCIA DE LA ESTACION HIGUERAS, N.L.



$$z = \frac{\left| 33 - \left(\frac{2,888}{76} + 1 \right) \right| - 0.50}{\sqrt{\frac{8,121,056}{433,200}}} = \frac{5.50}{4.33} = 1.27 \quad (4.13)$$

con el valor anterior; se obtiene en la Tabla 4.13 de la página 4-27, $p = 0.102$ - es decir, una probabilidad asociada p del 10.2% que es mayor que el nivel de significancia recomendado del 5%, por lo tanto, no existe diferencia entre las series, como ya fue demostrado en la Fig. 4.16 de esta página.

4.4.2 ANALISIS DE PROMEDIOS MOVILES.

4.4.2.1 INTRODUCCION. Posterior al análisis de inconsistencia de las lluvias anuales, resulta conveniente estudiar tal registro como una Serie Cronológica, para detectar los ciclos de años secos y años húmedos, así como la tendencia de la serie, si ésta existe. La información anterior podrá ayudar a simplificar cálculos hidrológicos o inclusive ayudará a comprender los resultados de dichos cálculos.

Antes de abordar la técnica de promedios móviles es conveniente recordar las siguientes definiciones acerca de las series cronológicas (31,70):

SERIE CRONOLOGICA o serie de tiempo es toda secuencia de observaciones (datos) tomados en tiempos específicos y generalmente igualmente espaciados. La serie cronológica tiene cuatro componentes o movimientos característicos, que son los siguientes:

TARLA 4.15

APLICACION DEL TEST DE WALD-WOLFGOWITZ PARA INVESTIGAR LA HOMOGENEIDAD DEL REGISTRO DE LLUVIAS ANUALES EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, N.L.

Nº	LLUVIA, en milímetros	SECUENCIAS		Nº	LLUVIA, en milímetros	SECUENCIAS		Nº	LLUVIA, en milímetros	SECUENCIAS		Nº	LLUVIA, en milímetros	SECUENCIAS	
		Y ó X	Nº DE SECUENCIAS			Y ó X	Nº DE SECUENCIAS			Y ó X	Nº DE SECUENCIAS			Y ó X	Nº DE SECUENCIAS
1	205.9	Y	1	20	477.1	Y	9	39	667.0	Y	15	58	884.3	Y	23
2	251.5	X	2	21	482.5	X		40	672.0	X		59	892.0	X	24
3	273.7	Y	3	22	492.1	X		41	715.0	Y		60	895.2	Y	
4	282.9	X	4	23	525.7	X		42	716.4	X		61	944.7	Y	25
5	303.4	X		24	555.4	X	10	43	722.2	X	16	62	945.3	Y	
6	311.4	Y	5	25	563.6	X		44	723.9	X		63	945.9	X	26
7	322.1	Y		26	573.9	X		45	732.8	X		64	962.5	Y	
8	330.1	X		27	590.0	X		46	733.2	Y	17	65	964.7	Y	27
9	344.4	X		28	591.4	Y		47	733.9	X		66	971.7	X	28
10	362.1	X	6	29	595.4	Y	11	48	736.5	X	18	67	1013.8	Y	
11	368.5	X		30	597.0	X		49	744.2	Y	19	68	1049.3	Y	29
12	372.5	X		31	617.4	X		50	746.0	X	20	69	1108.1	X	
13	420.0	X		32	621.8	Y		51	757.0	Y		70	1119.0	X	30
14	426.9	Y		33	628.0	Y		52	758.0	Y		71	1177.1	Y	31
15	452.7	Y	7	34	634.1	Y	13	53	767.5	Y	21	72	1180.5	X	
16	455.2	Y		35	637.5	Y		54	772.5	Y		73	1202.5	X	32
17	461.0	X		36	650.7	X	14	55	803.9	Y		74	1262.6	Y	
18	462.2	X	8	37	652.9	Y		56	816.5	X	22	75	1296.3	Y	33
19	471.5	X		38	654.7	Y	15	57	872.9	Y	23	76	1424.0	Y	

Y = LLUVIA ANUAL DE LA ESTACION CIENEGA DE FLORES, N.L.
 X = LLUVIA ANUAL DE LA ESTACION HIGUERAS, N.L.

tes (Ver Fig. 4.17 de la página siguiente):

TENDENCIA GENERAL, indica hacia dónde 'tiende' tal serie cronológica.

COMPONENTE ESTACIONAL, indica las variaciones periódicas que ocurren a corto plazo (en períodos menores a un año).

COMPONENTE CICLICA, indica las variaciones periódicas que ocurren a largo plazo (en períodos mayores a un año).

COMPONENTE IRREGULAR, indica las variaciones que ocurren al azar.

4.4.2.2 TECNICA DE LOS PROMEDIOS MOVILES. Esta técnica permite suavizar algunas de las variaciones aleatorias de la serie cronológica. Si la secuencia de valores de la serie es:

$$x_1, x_2, x_3, x_4, \dots, x_n$$

el promedio móvil será:

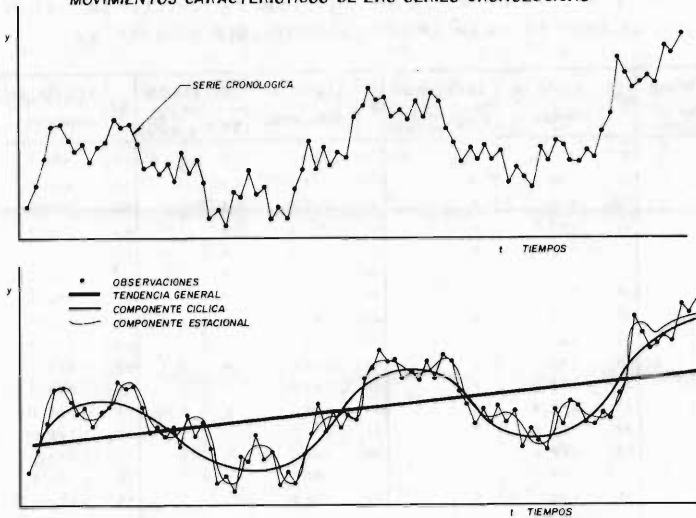
$$\frac{x_1+x_2+\dots+x_N}{N}, \frac{x_2+x_3+\dots+x_{N+1}}{N}, \frac{x_3+x_4+\dots+x_{N+2}}{N} \quad (4.14)$$

Las sumas de los numeradores de las ecuaciones anteriores se llaman Sumas Móviles de Orden N y los resultados de cada cociente son los Promedios Móviles de Orden N. El orden N, puede ser cualquier valor, pero si es muy pequeño puede volver poco efectiva la técnica de los promedios móviles para reducir la variabilidad aleatoria, en cambio, si es muy grande, algunas de las componentes deseadas (usualmente la componente cíclica) puede ser ocultada (35,47).

Las series cronológicas de precipitación anual son comúnmente analizadas con promedios móviles de orden CINCO, esto es, N = 5 y dibujando el valor del cociente al FINAL del período de cinco años, para reflejar más exactamente el almacenamiento natural en el sistema hidrológico (35,54).

4.4.2.3 EPOCAS LLUVIOSAS Y DE SEQUIAS. Al parecer los promedios móviles de orden 5, permiten suavizar la componente irregular de las series, prevaleciendo en el registro los efectos de los ciclos húmedos y secos. Los períodos húmedos o lluviosos son detectados comparando la línea de promedios móviles con la línea recta --

Fig. 4.17
MOVIMIENTOS CARACTERÍSTICOS DE LAS SERIES CRONOLÓGICAS



que representa la lluvia media anual de todo el registro; durante los períodos -- lluviosos la primera línea quedará por arriba de la segunda y durante los períodos de sequías, la línea de promedios móviles estará por debajo del valor medio - (35,47).

EJEMPLO 4.8:

Determinar los períodos húmedos y secos del registro corregido (Tabla 4.14, página 4-30) de lluvias anuales de la estación HIGUERAS, N.L., por el método de los promedios móviles.

SOLUCION: En la Fig. 4.18 (página siguiente) se han dibujado la serie cronológica y la curva de promedios móviles de orden 5, a partir de las cuales se detectan básicamente, un primer período seco de 22 años y posteriormente un período húmedo - de 10 años.

4.4.3 PRECIPITACION MEDIA ANUAL Y ANALISIS PROBABILISTICO.

4.4.3.1 LONGITUD NECESARIA DE REGISTRO. E.S. Rubinstein (1962), L.P. Kuznetsova - (1964) y M.E. Shvec (1964) han estudiado el problema de encontrar el período más racional para obtener valores estables y mutuamente comparables de los diversos - elementos meteorológicos y concluyen para el caso de la precipitación, que períodos de 30 años son todavía inadecuados para obtener un promedio estable de precipitación mensual, pero son suficientes para el promedio anual (48,11).

J.B. De Portugal (1960) estudió los datos en Angola y concluyó que los promedios mensuales y anuales de 10 años de registros de precipitación son representativos en sitios donde el coeficiente de variación C_v (ecuación A.13 del Anexo A) es bajo y donde es alto, se requieren períodos de registro de más de 30 años. Además - concluyó que un registro de 10 años no es más representativo que uno de 5 años -- (48,14).

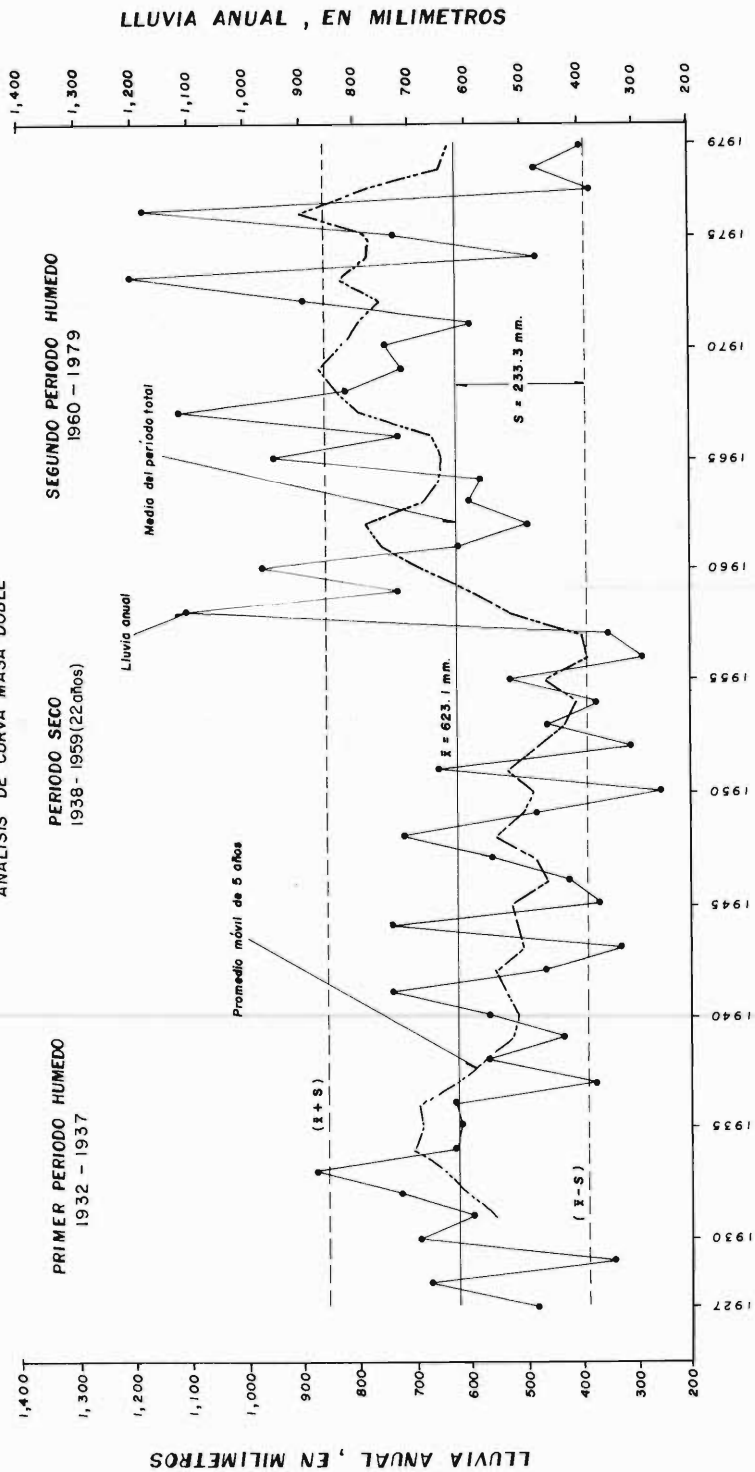
Para aclarar cuantitativamente lo anterior, se puede indicar que un C_v menor de 0.20 indica para la mayoría de los propósitos una aceptable longitud de la serie y una moderada variabilidad. Valores de C_v mayores de 0.25 pueden indicar que la serie de datos de lluvia anual es muy corta para obtener de ella estimaciones con fiables, o que la lluvia es altamente variable (7,83).

El U.S. Army Air Force (1943) condujo un estudio sobre la longitud de registro ne cesaria para obtener una distribución de probabilidades relativamente constante,

Fig. 4.18
ANALISIS CON PROMEDIOS MOVILES

* REGISTRO CORREGIDO DE LLUVIAS ANUALES DE LA ESTACION CLIMATOLOGICA HIGUERAS, EN EL ESTADO DE NUEVO LEON

* EL PERIODO DE 1958 A 1966 FUE CORREGIDO EN EL ANALISIS DE CURVA MASA DOBLE



LLUVIA ANUAL , EN MILIMETROS

a este respecto, H.E. Landsberg y W.C. Jacobs (1951) indican que tal longitud o número de años de registro varía con el elemento meteorológico en estudio, con la temporada y aún con la región; pero se pueden citar las magnitudes provisionales de la Tabla 4.16 (48,13) siguiente.

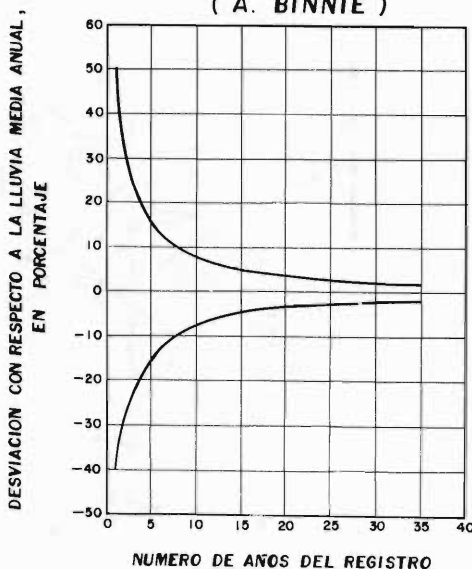
TABLA 4.16
NUMERO APROXIMADO DE AÑOS DE REGISTRO NECESARIOS PARA OBTENER
UNA DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES ESTABLE
 (H. E. Landsberg y W. C. Jacobs, 1951).

ELEMENTO CLIMATICO:	MONTAÑA.		PLANICIE.		COSTA.		ISLAS.	
	E.T.	T.	E.T.	T.	E.T.	T.	E.T.	T.
Precipitación.	50	50	40	40	30	40	25	30
Temperatura.	25	15	15	10	15	8	10	5
Humedad.	10	6	5	3	6	2	3	1

E. T. = Extra-tropical ; T = Tropical.

Como los registro de precipitación de cualquier estación cubren únicamente un período limitado, es prácticamente imposible determinar su valor medio verdadero. A. Binnie realizó una investigación sobre la variación periódica de la lluvia y sus resultados se muestran en la Fig. 4.19 (46,78) siguiente, en forma de curvas que representan el porcentaje promedio de desviación con respecto al valor medio verdadero del registro, de acuerdo a la longitud de la muestra. Así por ejemplo, la media de un registro de 5 años es probable que tenga un error de $\pm 15\%$, en contraste, la lluvia media anual de una serie de 30 años se apartará únicamente del valor verdadero cerca de un 2%, en promedio (46,79).

Fig. 4.19
VARIACION DE LA LLUVIA ANUAL CON EL NUMERO DE
AÑOS DE REGISTRO
 (A. BINNIE)



Shuh Chai Lee (1956) utilizó la estadística de la media para estimar la longitud

de registro necesaria, para determinar el valor medio de los datos dentro de ciertos límites seleccionados de la media poblacional (μ), comúnmente el 5 o 10%, esto implica que μ variará entre $0.95\bar{x}$ y $1.05\bar{x}$, o bien entre $0.9\bar{x}$ y $1.1\bar{x}$ (3,139). Para realizar lo anterior Lee emplea la distribución t de Student de dos colas, con $v = n - 1$ grados de libertad (n es el tamaño de la muestra o sea el valor buscado) y nivel de significancia α . La estadística t está definida por la ecuación siguiente:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{S/\sqrt{n}} \quad (4.15)$$

despejando a n se obtiene:

$$n = \frac{t^2(S/\bar{x})^2}{\left[1 - (\mu/\bar{x})\right]^2} = \frac{t^2(C_v)^2}{e^2} \quad (4.16)$$

en donde C_v es el coeficiente de variación y 'e' es el límite de exactitud deseado y por lo tanto, $\bar{x}(1-e)$ y $\bar{x}(1+e)$ son los llamados Límites de Confianza de μ (3, 139).

Como el valor de t es función de n, la ecuación 4.16 se resuelve por tanteos. Por otra parte, el nivel de significancia α es función del nivel de confianza deseado, o sea de la probabilidad adoptada para que la media del registro de tamaño n (valor buscado) esté dentro del límite e, generalmente tal probabilidad se acepta -- igual al 95%, por lo cual $\alpha = 5\%$ (38,19); el valor de t respectivo se determina -- en la Tabla 4.11 de la página 4-23 .

EJEMPLO 4.9:

Se desea saber la longitud de registro necesaria para que con una probabilidad del 95%, la media de la estación climatológica Ciénega de Flores, N.L., esté dentro -- del 10% de la media verdadera, si en tal estación para su período de registro de 38 años se tiene una media de 745.0 mm con una desviación típica de 283.5 mm.

SOLUCION: De acuerdo al enunciado se tiene que \bar{x} variará entre 0.90μ y 1.10μ entonces $e = 0.10$. Sustituyendo los datos en la ecuación 4.16 se tiene:

$$n = \frac{t^2(283.5/745.0)^2}{(0.10)^2} = 14.48083 t^2 \quad (4.16)$$

Como se desea tener un 95% de nivel de confianza, entonces $\alpha = 1 - 0.95 = 0.05$. -- Procediendo por tanteos se determinaron los valores siguientes:

suponiendo: de la Tabla 4.11 se obtiene: con la ecuación 4.16 se calculó:

n = 57 años	t = 2.00315	n = 58.11 años.
n = 58 años	t = 2.00210	n = 58.05 años.
n = 59 años	t = 2.00105	n = 57.98 años.

Por lo tanto, se requiere un registro de 58 años para obtener una media en la estación Ciénega de Flores, que difiera de la verdadera un 10% con una probabilidad del 95%.

4.4.3.2 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD. En el inciso B.1 del Anexo B se indica -- que los registros de lluvia mensual o anual, generalmente siguen el modelo de la distribución Normal; además se señala (inciso B.2, Anexo B) que la distribución Pearson tipo III es asimétrica, depende de tres parámetros estadísticos por ello es -- bastante versátil y cuando el coeficiente de asimetría C_s es cero, se reduce a una normal. Debido a las propiedades anteriores la distribución Pearson tipo III es -- la función de distribución de probabilidades propuesta para el procesamiento estadístico de los registros de precipitaciones anuales y mensuales; su metodología -- de aplicación se describe en el inciso B.2.2 del Anexo B.

4.4.3.3 PROBABILIDAD DE LOS VALORES DE PRECIPITACION ANUAL Y MENSUAL. Después de

ajustar una cierta distribución de probabilidades a un registro de precipitación anual, ésta es utilizada para obtener la probabilidad de tener lluvias anuales menores que un cierto valor previamente seleccionado y también mayores que otra determinada magnitud. Tales determinaciones son valiosas para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable y problemas similares de planeación.

Si los límites inferior y superior de lluvia de acuerdo a la tolerancia de un cultivo son conocidos, entonces la probabilidad de falla de tal cultivo debido a la sequía o al exceso de lluvia puede ser evaluada. Adicionalmente, si se conocen las distribuciones de probabilidad de las estaciones de una región o zona determinada, será posible confeccionar mapas de probabilidad de sequías, fallas de cultivos, o de otros problemas asociados con la disponibilidad de la precipitación anual (8,-47).

Los registros de precipitación de un determinado mes o época, son también susceptibles de análisis probabilístico, semejante al descrito para las lluvias anuales, sin embargo, en este caso interesa por lo general construir una gráfica que indique las lluvias mensuales para determinadas probabilidades de excedencia, por ejemplo, para el 50,70,80 y 90%. La citada gráfica constituye una descripción objetiva de la confiabilidad de la lluvia mensual, bastante útil en los estudios de demandas de riego, producción de cultivos y planeación de abastecimientos de agua - potable (8,48). Por otra parte, la Fig. 4.20 (siguientes 2 páginas) muestra la variación de la lluvia media mensual (50% de probabilidad), en 40 estaciones de la República Mexicana.

4.5 ESTIMACION DE LA PRECIPITACION PROMEDIO SOBRE UN AREA.

4.5.1 INTRODUCCION.

En muchos tipos de problemas hidrológicos es necesario determinar la magnitud de la precipitación promedio sobre un área o cuenca específica, para una tormenta de terminada o para un período de tiempo dado, comúnmente un año. La precisión con la cual la lluvia de un área puede ser estimada depende principalmente de la densidad de la red pluviométrica, del tamaño y tipo de tormenta analizada o de la duración de la lluvia en estudio.

En general se puede indicar que las redes pluviométricas de poca densidad y muy dispersas, tienden a subestimar las cantidades máximas de lluvia y sus intensidades, lo mismo sucede si el registro disponible es corto (8.39).

Básicamente se tienen tres métodos para la estimación de la precipitación promedio sobre un área, los cuales son aplicables a intervalos muy diferentes como son: la duración de la tormenta, días, meses o años. Tales métodos son los siguientes:

1. Método del Promedio Aritmético.
2. Método de los Polígonos de Thiessen.
3. Método de las Isoyetas.

4.5.2 METODO DEL PROMEDIO ARITMETICO.

El método más simple de obtener la precipitación media sobre un área es efectuando un promedio aritmético de las cantidades de lluvia medidas en dicha área. El método es suficiente en regiones planas y con lluvias ciclónicas, donde los gradientes de precipitación no son fuertes, es decir, que el valor captado por cada pluviómetro no varía mucho respecto a la media. Lógicamente, el número de pluviómetros deberá ser elevado y distribuidos uniformemente (21,66).

4.5.3 METODO DE LAS CURVAS ISOYETAS.

Este método consiste en localizar en un mapa de tamaño adecuado las estaciones pluviométricas y sus cantidades de lluvia registradas, a continuación se trazan líneas de igual cantidad de precipitación (curvas isoyetas). La precipitación promedio sobre un área se evalúa ponderando la precipitación entre isoyetas sucesivas (comúnmente se toma el promedio) por el área entre isoyetas, esto es:

$$P = \sum (A_i/A) P_i \quad (4.17)$$

siendo:

Fig. 4.20

VARIACION DE LA LLUVIA MEDIA MENSUAL EN DIVERSAS ESTACIONES DE LA REPUBLICA MEXICANA

(Datos recabados por el Instituto de Geografía de la U.N.A.M.)

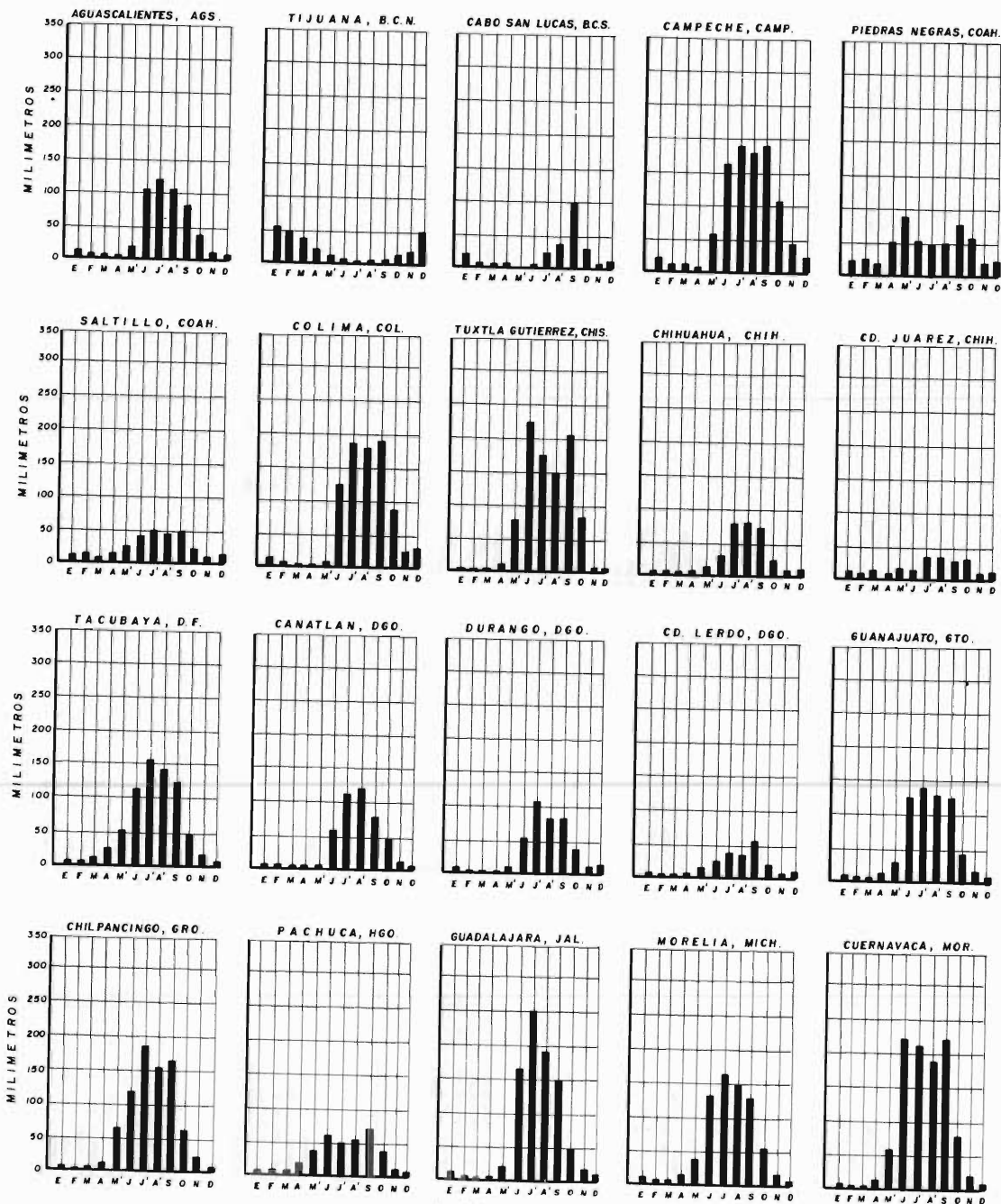
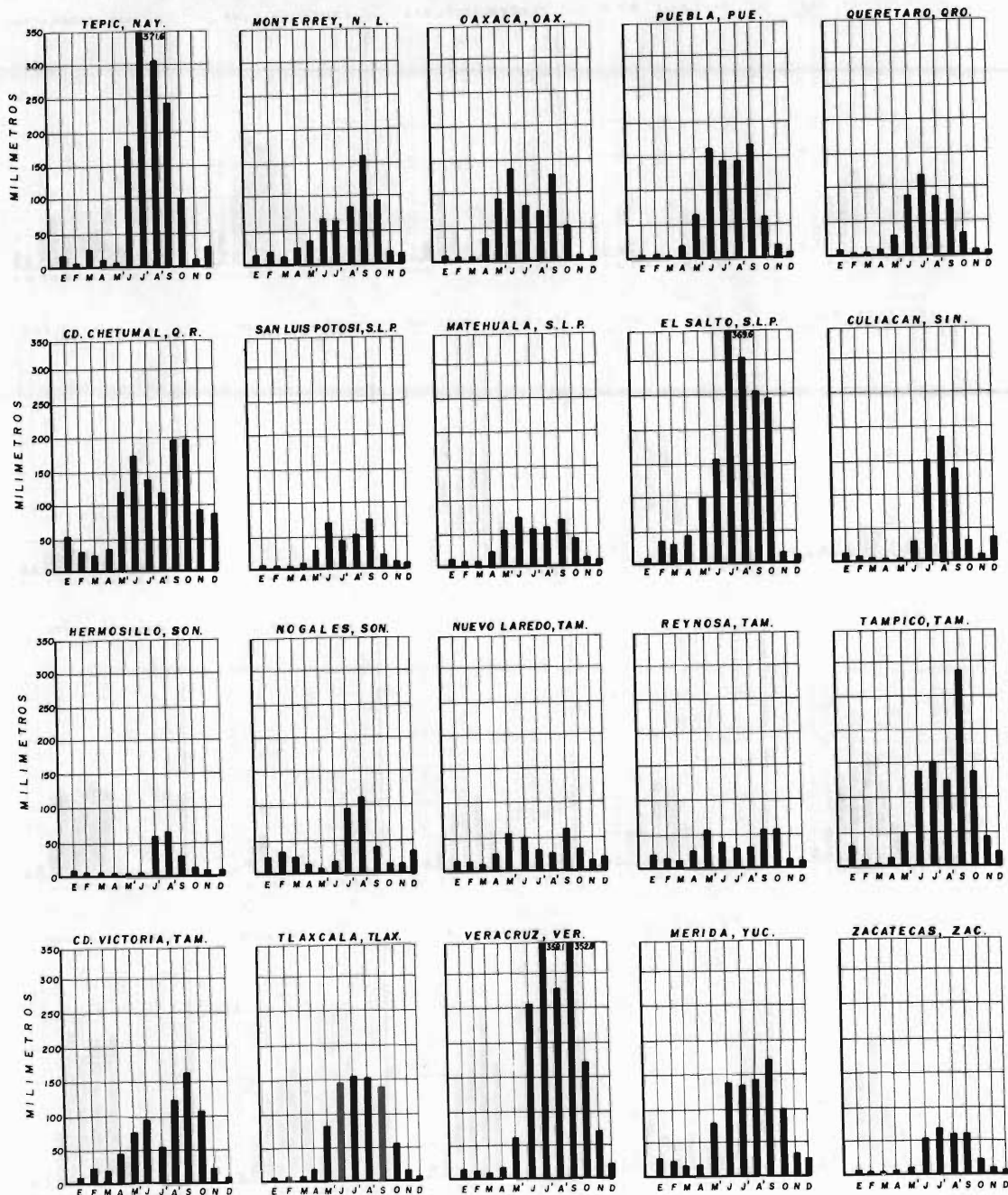


Fig. 4. 20

VARIACION DE LA LLUVIA MEDIA MENSUAL EN DIVERSAS ESTACIONES DE LA REPUBLICA MEXICANA

(Datos recabados por el Instituto de Geografía de la U.N.A.M.)



P = precipitación promedio en la cuenca, en milímetros.
 A_i = área entre cada dos isoyetas dentro del parteaguas de la cuenca, en Km^2 o cm^2 .
 A = área total de la cuenca, en Km^2 o cm^2 .
 P_i = precipitación media entre cada dos isoyetas, por lo general se toma el valor medio entre ellas, en milímetros. Otro criterio más exacto para valuar P_i entre una isoyeta A la de mayor valor y una B la de magnitud inferior, consiste en aplicar la fórmula siguiente (4,2,41):

$$P_i = B + \frac{(A - B)}{3} \left(\frac{2a + b}{a + b} \right) \quad (4.18)$$

donde, 'a' es la longitud de la isoyeta A y 'b' es la longitud de la isoyeta B y (A-B) es la diferencia entre las isoyetas que se analizan.

4.5.4 METODO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN.

Este método debido a A.H. Thiessen (1911) trata de tomar en cuenta la distribución no uniforme de los pluviómetros en el área, mediante una ponderación de cada uno de ellos. El método consiste en colocar en un mapa las estaciones pluviométricas y el área o cuenca para la que se realiza el análisis, en seguida se forman triángulos con las estaciones más próximas entre ellas y posteriormente se trazan las mediatrices o bisectrices perpendiculares a cada lado de los triángulos formados, definiéndose unos polígonos alrededor de cada estación pluviométrica. La precipitación promedio sobre la cuenca se evalúa con la ecuación 4.17, ésta es:

$$P = \Sigma (A_i/A) P_i \quad (4.17)$$

en la cual:

P = precipitación promedio sobre el área o cuenca, en milímetros.
 A_i = área del polígono de cada una de las estaciones i dentro del parteaguas de la cuenca, en Km^2 o cm^2 .
 A = área total de la cuenca, en Km^2 o cm^2 .
 P_i = precipitación registrada en la estación i durante la tormenta analizada o durante el período de estudio, en milímetros.

En realidad el método de los polígonos de Thiessen simplemente supone una variación lineal de la precipitación entre los pluviómetros y asigna un fragmento de área a la estación más cercana (21,66).

4.5.5 METODO DE LAS RECTAS ISOYETAS.

Cuando el área o cuenca para la cual se requiere la estimación de la precipitación promedio, es muy pequeña, los métodos anteriores no son aplicables porque dentro de tal cuenca no quedan ubicadas ninguna estación pluviométrica o solamente una o dos. Entonces, el método de las rectas isoyetas puede ser útil, siempre y cuando la cuenca quede localizada en terreno plano.

El método consiste en seleccionar tres estaciones pluviométricas procurando que al formar con ellas un triángulo, éste abarque en su totalidad a la cuenca o cuando menos a su mayor parte y centro de gravedad. Se trazan isoyetas correspondientes a la precipitación registrada en cada estación para el período de análisis, resultando tales isoyetas líneas rectas paralelas y equidistantes. La precipitación promedio en la cuenca se obtiene aplicando las técnicas descritas en el inciso 4.5.3 para el método de las curvas isoyetas, o simplemente leyendo el valor correspondiente al centro de gravedad de la cuenca, si ésta es muy pequeña.

Es común construir las rectas isoyetas medias anuales para un período común de registro en las tres estaciones, pero esto no debe ser del todo rígido, sino que dependerá de la longitud de los registros y de la variabilidad de la lluvia (ver inciso 4.4.3.1).

4.5.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS METODOS ANTERIORES.

Conviene inicialmente aclarar que los métodos descritos han sido presentados en orden decreciente de información pluviométrica requerida. La elección del método

adecuado implica tener en cuenta la calidad y naturaleza de la información disponible y por otra parte, la importancia, utilidad y precisión requerida en el resultado (28,A.4).

En general todos los métodos tienen ventajas e inconvenientes; E.S. Corbett (1967) resumió las correspondientes a los tres primeros métodos, las cuales se transcriben a continuación (24,7):

METODO DEL PROMEDIO ARITMETICO.

Ventajas:

1. Método de uso simple.
2. Conduce a buenas estimaciones en terrenos planos, si la red de pluviómetros es densa y uniforme.
3. Rinde buenos resultados en terrenos montañosos, si la red pluviométrica es densa y las influencias orográficas fueron tomadas en cuenta en la selección de los sitios de los pluviómetros.
4. Rinde resultados consistentes cuando los cálculos son realizados por diferente personal.
5. Se puede adaptar al procesamiento automático de datos.

Desventajas:

1. Conduce a malos resultados si los pluviómetros son pocos y mal distribuidos.
2. Los pluviómetros localizados fuera de la cuenca son difíciles de tomar en cuenta.
3. Requiere de una red densa para la misma precisión alcanzada con otros métodos.

METODO DE LAS CURVAS ISOYETAS.

Ventajas:

1. Teóricamente es el método más exacto.
2. Los efectos orográficos pueden ser tomados en cuenta.
3. Permite realizar una evaluación visual de la extensión y distribución de la precipitación.
4. Los pluviómetros localizados a corta distancia de la cuenca pueden ser utilizados.
5. Es adaptable para uso en grandes cuencas con red pluviométrica dispersa.

Desventajas:

1. Es el método más laborioso.
2. Depende enormemente de la práctica y habilidad de la persona que realiza el análisis.
3. Diferentes personas pueden obtener resultados distintos para los mismos datos.
4. Se requiere entrenamiento del personal para obtener buenos resultados.
5. No es adaptable al procesamiento automático de datos.

METODO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN.

Ventajas:

1. Conduce a resultados usualmente más exactos que los obtenidos con el promedio aritmético, cuando se usan un buen número de estaciones.
2. Permite utilizar redes pluviométricas con distribución no uniforme.
3. Pluviómetros localizados a corta distancia del parteaguas de la cuenca pueden ser usados.
4. Rinde resultados consistentes cuando el método es aplicado por diferentes personas.
5. Es adaptable al procesamiento automático de datos.
6. Es relativamente fácil de usar cuando los polígonos de cada estación han sido cuantificados.

Desventajas:

1. No toma en cuenta las influencias topográficas, pues considera variación lineal de la lluvia entre los pluviómetros.
2. Todos los polígonos deben ser nuevamente evaluados cuando la red cambia.
3. Implica más trabajo que el método aritmético.

METODO DE LAS RECTAS ISOYETAS.

Ventajas:

1. El método es relativamente simple.
2. Reporta resultados consistentes cuando es aplicado por personas diferentes.
3. Es el método más accesible en cuencas muy pequeñas, o en regiones con red pluviométrica muy poco densa.

Desventajas:

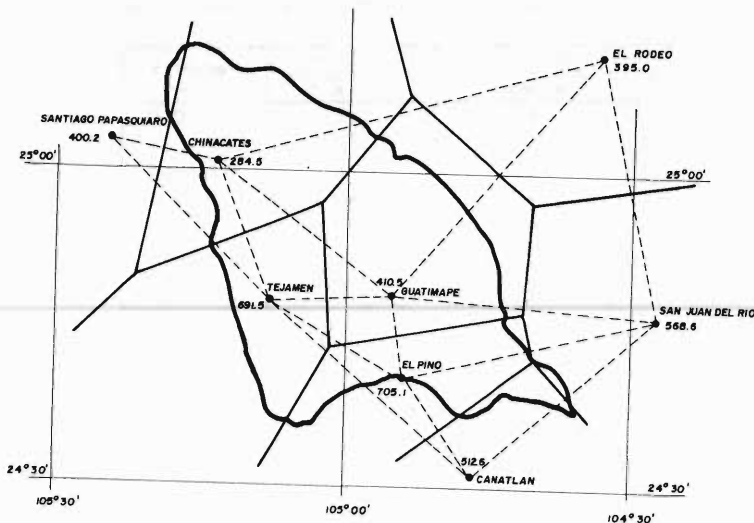
1. El método debe ser considerado sólo aproximado, pues en la práctica las isoyetas son rara vez líneas rectas paralelas.
2. No permite tomar en cuenta las influencias orográficas, ya que considera varia ción lineal de la lluvia.
3. Las isoyetas se modifican cuando cambia la ubicación de una estación o se anea xa otra más próxima.

EJEMPLO 4.10:

Estimar la precipitación media anual en la cuenca (P_{mac}) de la Laguna de Santiago--guillo, Dgo., por los métodos del promedio aritmético, de los polígonos de Thiessen y de las curvas isoyetas.

SOLUCION: La información pluviométrica disponible en 3 estaciones dentro de la --cuenca y en 5 cercanas, permiti o integrar un per o do com u n de registro de 13 a o s en el per o do 1967-1979. En la Fig. 4.21 siguiente se muestran las 8 estaciones au xiliares y sus lluvias medias anuales en el per o do citado.

Fig. 4.21
POLIGONOS DE THIESSEN PARA ESTIMAR LA LLUVIA MEDIA ANUAL
DEL PERIODO 1967-1979, EN LA CUENCA DE LA
LAGUNA DE SANTIAGUILLO, DGO.



Entonces, la lluvia media anual según el método del promedio aritmético será:

$$P_{mac} = \frac{284.5 + 691.5 + 410.5}{3} = 462.2 \text{ mm.}$$

Los cálculos de la aplicación del método de los polígonos de Thiessen se tienen en la Tabla 4.17 de la página siguiente, a partir de la cual se obtiene:

TABLA 4.17

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA DE LA "LAGUNA DE SANTIAGUILLO," DGO. POR EL METODO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN.

Estación	Altura de precipitación (Pi), en mm	Area poligono Thiessen (Ai), en Km²	Productos (Pi) (Ai)
Santiago Papasquiaro	400.2	20	8,004
Chinacates	284.5	740	210,530
Tejámén	691.5	480	331,920
Guatimapé	410.5	850	348,925
San Juan del Río	568.6	10	5,686
Conatlán	512.6	80	41,008
El Pino	705.1	420	296,142
S U M A T O R I A S		2,600	1'242,215

$$P_{mac} = \frac{1'242,215}{2,600} = 477.8 \text{ mm.} \quad (4.17)$$

Por último, los cálculos del método de las curvas isoyetas se tienen en la Tabla 4.18 siguiente, los cuales corresponden a la Fig. 4.22 de la página posterior, en tonces se tiene:

$$P_{mac} = \frac{1'209,000}{2,600} = 465.0 \text{ mm.} \quad (4.17)$$

TABLA 4.18

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA DE LA "LAGUNA DE SANTIAGUILLO," DGO. POR EL METODO DE LAS CURVAS ISOYETAS

Isoyetas	Altura de precipitación (Pi), en mm	Area entre isoyetas (Ai), en Km²	Productos (Pi) (Ai)
200-300	250	580	145,000
300-400	350	650	227,500
400-500	450	330	148,500
500-600	550	280	154,000
600-700	650	360	234,000
700-800	750	400	300,000
S U M A T O R I A S		2,600	1'209,000

En base a los tres resultados anteriores, se puede estimar en 470 milímetros la lluvia media anual del período 1967-1979 en la cuenca de la Laguna de Santiagoillo, Dgo.

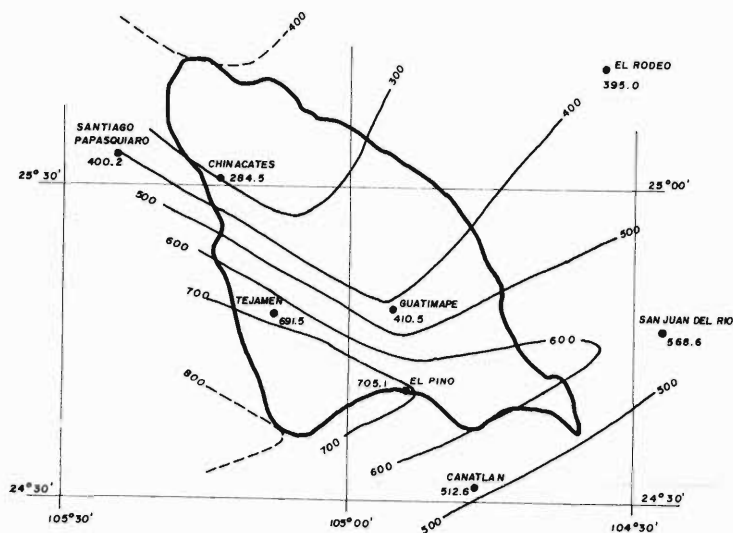
4.5.7 CARTAS DE ISOYETAS MEDIAS ANUALES.

En México se dispone básicamente de dos cartas de isoyetas medias anuales, éstas son:

- 1a. ISOYETAS MEDIAS ANUALES DEL PERIODO 1931-1970 publicadas por la Dirección General de Estudios de la S.A.R.H. Estas cartas están publicadas en un boletín de 20 láminas, que cubren las 37 regiones hidrológicas - en que la Subdirección de Hidrología, S.A.R.H. tiene dividida la República Mexicana (Ver capítulo 8, inciso 8.6.5) .
- 2a. CARTAS DE CLIMAS de la Dirección General de Geografía del Territorio - Nacional de la S.P.P. Las cartas de climas son 45, se publican a escala 1:500 000 y en ellas las isoyetas fueron construidas en base a estaciones pluviométricas con registros no menores de 10 años.

Fig. 4.22

ISOYETAS MEDIAS ANUALES DEL PERIODO 1967-1979, EN LA CUENCA DE LA LAGUNA DE SANTIAGUILLO, DGO.



4.5.8 METODOS PARA CUENCAS O ZONAS MONTANOSAS.

4.5.8.1 METODO DE LOS ISOPORCENTAJES. El método de los isoporcentajes es excelente bajo ciertas condiciones limitantes, que serán expuestas posteriormente. El método requiere de un plano base de isoyetas de la lluvia media anual y preferiblemente de la precipitación media de la época de la tormenta en análisis, como por ejemplo, del verano, meses de ciclones o del invierno; para aplicar el método, se expresa la precipitación total de la tormenta como porcentaje de la precipitación del plano base, en cada estación pluviométrica. Posteriormente, se trazan isolíneas para suavizar los porcentajes calculados, en seguida se multiplican los porcentajes de las isolíneas por los valores de la precipitación del plano base, en un gran número de puntos seleccionados arbitrariamente, para obtener un plano de isoyetas de la tormenta.

Este nuevo plano de isoyetas tiene gradientes y centros de precipitación que tienen a parecerse a los del plano base, el cual es, de hecho, influenciado por la orografía de la región (49,28).

Un primer requerimiento para el éxito de la técnica de los isoporcentajes, es la razonable exactitud o confiabilidad del plano base. En la República Mexicana puede emplearse como plano base, alguna de las cartas de isoyetas descritas en el inciso anterior. El plano base es de mayor valor si contiene pluviómetros adicionales a aquéllos que reportan la tormenta en análisis.

Un requerimiento adicional para el éxito del método, es el que la precipitación anual o estacional (plano Base) resulte de tormentas con la misma dirección del viento y con un mínimo de actividad convectiva. Bajo tales circunstancias, una tormenta individual tendrá fuerte parecido con la precipitación del plano base.

En los trópicos, donde domina la actividad convectiva y los vientos ligeros, el método de los isoporcentajes es de menor garantía, que en las latitudes medias en donde se satisfacen las últimas condicionantes (49,29).

4.5.8.2 METODO DE LAS ANOMALIAS. En áreas o zonas montañosas que tienen características geográficas relativamente homogéneas, la altitud, por lo general permite explicar la variación de la precipitación media anual. Entonces, con la relación

precipitación-altitud de la zona, se evalúan las diferencias (anomalías) entre la precipitación observada en cada estación y la estimada con tal relación. Con los valores de las anomalías dibujados en un mapa, se trazan curvas isoanómalas. Por último, utilizando la altitud de un gran número de puntos de la zona y la relación precipitación-altitud se estima la precipitación en cada punto, la cual posteriormente se ajusta de acuerdo al valor que le corresponde en el plano de curvas isoanómalas; a partir de las lluvias corregidas en todos los puntos se construyen las isoyetas, las cuales ya toman en cuenta los efectos de la altitud en la zona (21,69).

El método de las anomalías es bastante útil en cuencas en las que la densidad y la confiabilidad de los pluviómetros no es muy grande (14,46).

4.6 PROCESAMIENTO ESTADISTICO DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.

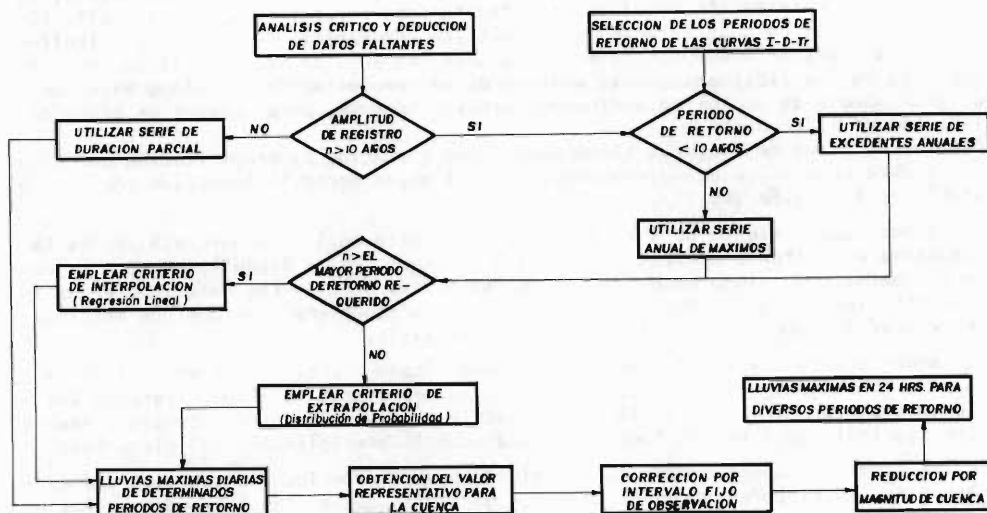
4.6.1 PROPOSITO Y SECUENCIA.

El procesamiento de los registros disponibles de lluvias máximas diarias, tendrá como objetivo cuantificar las lluvias máximas en 24 horas de diversos períodos de retorno. Los períodos de retorno se determinan de manera que cubran las necesidades de diseño de las estructuras hidráulicas, en las cuales se utilizarán las lluvias máximas en 24 horas, a través de las llamadas: Curvas Precipitación-Duración-Período de retorno (P-D-Tr).

Los períodos de retorno deberán ser seleccionados en base a los lineamientos que se presentan en el Anexo A, inciso A.5, página A.9. Con respecto a la técnica de construcción de las curvas P-D-Tr, ésta se presenta en los dos incisos siguientes según si se dispone sólo de lluvias máximas diarias (inciso 4.7), o si se cuenta con registros pluviográficos (inciso 4.8).

Para llevar a cabo el procesamiento estadístico de los registros de lluvias máximas diarias, se sigue la secuencia ilustrada en la Fig. 4.23 siguiente, cuyo desarrollo se sigue a través de los incisos que se describen posteriormente.

Fig. 4.23
SECUENCIA DEL PROCESAMIENTO ESTADISTICO DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS
 (D. F. CAMPOS A., 1982)



4.6.2 ANALISIS CRITICO DEL REGISTRO.

Primeramente se seleccionan las estaciones pluviométricas a utilizar y se recopilan sus registros de lluvias máximas diarias, en seguida la información recabada se somete a un análisis crítico, que consistirá en detectar valores erróneos o dudosos, ya sea por ser demasiado grandes o muy pequeños. Para el caso de valores dudosos se podrá confirmar su existencia por medio de una comparación con las magnitudes, que para tal fecha fueron registradas en las estaciones cercanas, con lo cual se confirman, corrigir, o bien, eliminan tales valores (4,3).

4.6.3 DEDUCCION DE DATOS FALTANTES.

Quando se requiera deducir uno o más datos faltantes de un registro, se recomienda utilizar los métodos del U.S. National Weather Service, de la relación normalizada y de la regresión lineal. En el método de la regresión, se correlaciona el registro de la estación incompleta con el de las otras cercanas y se selecciona para obtener el valor o valores faltantes, la estación que reportó la más alta correlación.

4.6.4 TIPOS DE SERIES ESTADISTICAS A UTILIZAR.

4.6.4.1 GENERALIDADES. Los datos de precipitación máxima diaria son generalmente presentados en un registro mensual, en el que se indica el valor máximo que ocurrió en cada mes de un año y cada máximo de los doce valores anteriores, integra el registro anual. En el procesamiento estadístico de la información anterior no se emplean todos los datos, sino que sólo se utilizarán las magnitudes más grandes o críticas, las cuales formarán una SERIE ESTADISTICA, definida como una secuencia conveniente de datos (28,A.10).

Se puede indicar que básicamente se emplean dos tipos de series estadísticas, la llamada Anual y la de Duración Parcial; la primera está integrada por los eventos máximos de cada año y la segunda por los valores que superan una cierta magnitud.

4.6.4.2 SERIE ANUAL DE MAXIMOS. Se puede decir que la serie anual es generalmente la más utilizada, debido primeramente a su rapidez y facilidad de integración, pero además, tal serie presenta una base teórica sólida para la extrapolación de los eventos, más allá del intervalo de observación, a través del concepto de Período de Retorno (inciso A.5 del Anexo A).

La desventaja principal de la serie anual radica en que cada año queda representado por un sólo evento y el máximo de un año puede ser menor que el segundo o tercero en magnitud de otro año y sin embargo, no fueron considerados. En la serie de duración parcial se toman en cuenta los eventos secundarios en magnitud de todos los años y por ello, un evento de una cierta magnitud tendrá un período de retorno diferente en cada una de las dos series (28,A.10).

En la serie anual de máximos, el período de retorno T_r será estimado de acuerdo a la ecuación A.20 del Anexo A, utilizando la fórmula de Weibull (ecuación B.1 del Anexo B) para evaluar la probabilidad, entonces se tiene:

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \quad (4.19)$$

siendo:

T_r = período de retorno en la serie anual de máximos, en años.

n = número total de eventos en la serie anual, igual al número de años de registro.

m = número de orden del evento, arreglados en forma decreciente, es decir, uno para el mayor y n para el menor.

4.6.4.3 SERIE DE EXCEDENTES ANUALES. Dentro de la serie de duración parcial, comúnmente se trabaja con dos tipos de series, una de ellas, la de Excedentes Anuales, está formada por datos cuya magnitud es mayor que un cierto valor base, el cual es determinado de manera que el número de eventos de la serie integrada sea igual al número de años de registro (5,8-20).

Al formar la serie de excedentes anuales, se debe tener cuidado de cumplir con la

condición de independencia entre eventos seleccionados; para fines prácticos se acepta en el caso de lluvias máximas, que las condiciones meteorológicas que generan una lluvia importante son independientes de otras después de un tiempo de 15 días (35,413).

La serie de excedentes anuales sí toma en cuenta los eventos secundarios de un año y para períodos de retorno menores de 10 años siempre conduce a valores más grandes al ser procesada estadísticamente y para períodos de retorno mayores a 10 años, carece de importancia la distinción entre las series anual y de excedentes anuales; como se ilustra en la Tabla 4.19 (21,297) siguiente.

TABLA 4.19
PERIODOS DE RETORNO EN AÑOS EQUIVALENTES ENTRE
SERIE DE EXCEDENTES ANUALES Y SERIE ANUAL.
(W. B. Langbein, 1949).

SERIE DE EXCEDENCIA ANUAL	SERIE ANUAL	SERIE DE EXCEDENCIA ANUAL	SERIE ANUAL
0.50	1.16	5.0	5.52
1.00	1.58	10.0	10.50
1.45	2.00	50.0	50.50
2.00	2.54	100.0	100.50

En el caso de las series de excedentes anuales, sus períodos de retorno T_e se evalúan con la ecuación siguiente (38,69):

$$T_e = \frac{n}{m} \quad (4.20)$$

teniendo n y m el mismo significado que en la ecuación 4.19 de la página anterior.

4.6.4.4 SERIE DE DURACION PARCIAL. La otra serie de duración parcial que puede ser formada, está integrada por todos los eventos mayores que el menor de la serie anual de máximos (8,55). Debido a lo anterior, contendrá casi siempre un número de eventos diferente al número de años de registro y por lo tanto, no puede ser procesada estadísticamente como las otras series, sino que las magnitudes de sus eventos son dibujados contra sus correspondientes períodos de retorno (ecuación 4.19), en un papel semilogarítmico o logarítmico y entonces, una curva es trazada por los puntos, para extrapolarlos.

De acuerdo a T. Dunne y L.B. Leopold, la técnica anterior es particularmente útil, para estimar eventos de bajo período de retorno a partir de un registro corto (8,55).

4.6.5 CRITERIO DE INTERPOLACION PARA EL PROCESAMIENTO ESTADISTICO.

Este criterio se debe emplear cuando el número de años de registro es mayor o igual a los períodos de retorno para los que se requieren las estimaciones de lluvia máxima en 24 horas. En este caso los valores buscados de lluvia se deducen a partir de una ecuación de regresión lineal entre las magnitudes de los eventos de la serie utilizada y los logaritmos decimales de sus correspondientes períodos de retorno, esto es:

$$P_{Tr} = A + B(\log Tr) \quad (4.21)$$

$$P_{Te} = A + B(\log Te) \quad (4.22)$$

en donde:

P_{Tr}, P_{Te} = lluvia máxima diaria de período de retorno Tr o Te , en milímetros.

A, B = parámetros de ajuste de la regresión lineal.

Tr, Te = períodos de retorno, de la serie anual de máximos o de la serie de excedentes anuales, en años; se evalúan con las ecuaciones 4.19 y 4.20.

Si $P_{Tr} = y$, $\log Tr = x$, $A = b$ y $B = m$, la ecuación 4.21 y en igual forma la 4.22 se transforman en la ecuación C.4 del Anexo C, cuyos parámetros de ajuste m y b se evalúan con las fórmulas C.5 y C.10 del citado anexo.

En relación al coeficiente de correlación (ecuación C.11 del Anexo C), en estos tipos de análisis estadísticos se deben obtener valores bastante altos, por lo común, mayores de 0.98 y aún de 0.99. Este criterio estadístico de procesamiento de los registros de lluvias máximas diarias, se ilustra en el ejemplo 4.11 del final del inciso 4.6.

4.6.6 CRITERIO DE EXTRAPOLACION PARA EL PROCESAMIENTO ESTADISTICO.

Cuando la amplitud del registro en años es menor que los períodos de retorno que tendrán las lluvias máximas en 24 horas, pero el más grande de ellos no es mayor de CINCO veces la amplitud del registro, se ajusta a los datos una distribución de probabilidades, para estimar a partir de ella los valores probables de lluvia máxima diaria para los períodos de retorno requeridos. Ver inciso B.3 del Anexo B para obtener una descripción detallada de la mecánica operativa del criterio de extrapolación.

Como se indica en el inciso B.1.1 del Anexo B, las distribuciones de probabilidad más adecuadas a los registros de lluvia máxima diaria, son básicamente tres: la distribución de valores extremos tipo I o de Gumbel, la log-Pearson tipo III y la denominada Gamma Incompleta. En la página B.11 del Anexo B, se tiene un ejemplo numérico descriptivo de este criterio de procesamiento estadístico.

4.6.7 OBTENCION DEL VALOR REPRESENTATIVO PARA LA CUENCA.

En caso de haber utilizado una sola estación pluviométrica cercana o dentro de la cuenca en estudio, los valores obtenidos de lluvia máxima diaria para los períodos de retorno necesarios, serán considerados representativos para la cuenca. Pero cuando más de dos estaciones pluviométricas cercanas fueron empleadas, los valores calculados con cada una de ellas, para la lluvia máxima diaria de algún período de retorno, deberán ser ponderados o pesados para obtener el valor representativo para la cuenca. Lo anterior se recomienda llevarlo a cabo por medio del método de los polígonos de Thiessen (inciso 4.5.4) o a través del método del U.S. National Weather Service (inciso 4.2.2).

4.6.8 CORRECCIONES AL VALOR REPRESENTATIVO.

Por último, se deberán de realizar dos correcciones al valor representativo de la lluvia máxima diaria de determinado período de retorno adoptado para la cuenca, para adecuarlo lo más posible al valor verdadero, tales correcciones son:

1. Corrección por Intervalo Fijo de Observación.
2. Reducción por Magnitud de Cuenca.

4.6.8.1 CORRECCION POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACION. L.L. Weiss en base a un estudio de miles de estaciones-año de datos de lluvia, encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas (50, 100).

De acuerdo a lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 A.M. de un día a 8 A.M. del día siguiente y entonces, con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima en 24 horas de determinado período de retorno. Detalles sobre el análisis efectuado por Weiss se pueden consultar en la referencia 44.

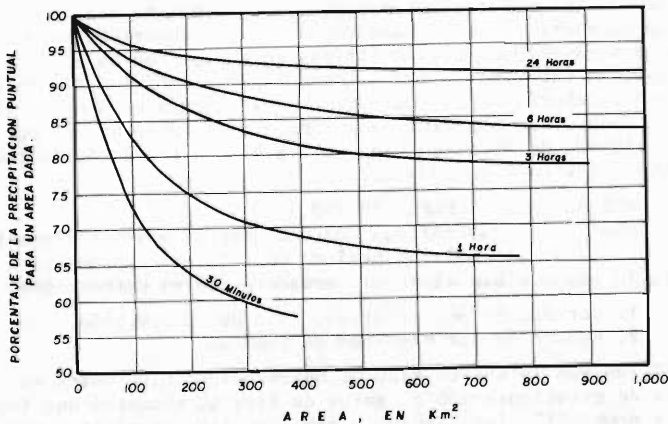
Expuesta la corrección de Weiss, conviene aclarar que los llamados 'registros de lluvias máximas en 24 horas' que proporciona la Oficina de Climatología de la Subdirección de Hidrología de la S.A.R.H., tienen una designación errónea, pues en

realidad son registros de lluvias máximas diarias (como se han venido designando) ya que tales tormentas no tienen una duración real de 24 horas, sino que únicamente fueron observadas con intervalos de 24 horas (ver inciso 4.1.2.2).

4.6.8.2 REDUCCION POR MAGNITUD DE CUENCA. Se presentan tres gráficas para corregir el valor estimado de lluvia máxima en 24 horas y adecuarlo a la magnitud de cuenca en estudio, pues se considera que los valores puntuales obtenidos con la estación pluviométrica son representativos de sólo 25 Km² y al tender a abarcar un área de cuenca mayor deben ser reducidos, como se ilustra en las gráficas siguientes:

- 1a. La Fig. 4.24 (9,199) siguiente, ha sido elaborada por el U.S. Weather Bureau en base a datos de 20 redes pluviométricas densas de varias regiones de U.S.A. y es recomendada para adecuar los valores de lluvia máxima en 24 horas en cuencas pequeñas.
- 2a. La Fig. 4.25 de la página siguiente, fue tomada de la referencia recomendada B y ha sido propuesta por el National Environment Research Council de Inglaterra, para ser empleada en los análisis de estimación de avenidas.
- 3a. La Fig. 4.26 (26,2.89) de la página 4-53, fue construida en base al estudio de 70 grandes tormentas ocurridas en Canadá.

Fig. 4.24
AJUSTE A LA LLUVIA PUNTUAL POR AREA.
(U.S. Weather Bureau)



EJEMPLO 4.11:

Procesar estadísticamente el registro de 38 años (1941-1978) de lluvias máximas diarias de la estación climatológica CAÑON FERNANDEZ, Dgo., para obtener las lluvias máximas en 24 horas de períodos de retorno 2,5,10,25 y 50 años.

SOLUCION: Tomando en cuenta que se requieren períodos de retorno menores a 10 años se utilizará una serie de Excedentes Anuales y como la amplitud del registro (n = 38 años) es mayor que casi todas las frecuencias necesarias (excepto para 50 años de período de retorno), se empleará para el procesamiento estadístico el criterio de interpolación.

La serie de excedentes anuales formada se tiene ya ordenada en forma decreciente en la segunda columna de la Tabla 4.20 (página siguiente). En base a los cálculos

T A B L A 4.20

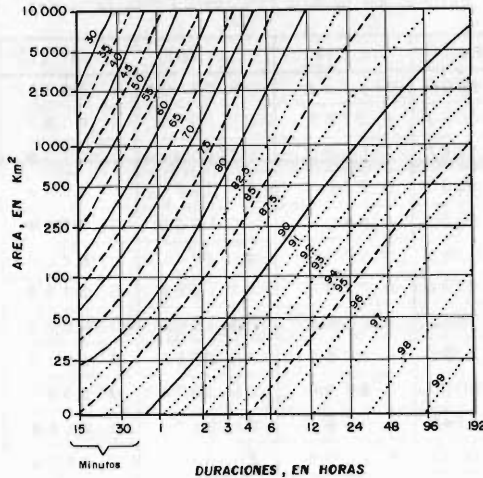
CALCULOS AUXILIARES PARA EL PROCESAMIENTO ESTADISTICO DE LA SERIE
DE EXCEDENTES ANUALES POR EL CRITERIO DE INTERPOLACION

Registro de lluvias máximas diarias de la estación : Cañón Fernández, Dgo.

ORDEN	P	Te	log Te	P (log Te)	(log Te) ²	P ²
1	69.4	38.0000	1.5798	109.6370	2.4957	4,816.36
2	68.5	19.0000	1.2788	87.5946	1.6352	4,692.25
3	58.0	12.6667	1.1027	63.9544	1.2159	3,364.00
4	53.5	9.5000	0.9777	52.3082	0.9559	2,862.25
5	53.0	7.6000	0.8808	47.1235	0.7758	2,862.25
6	51.5	6.3333	0.8016	41.2841	0.6426	2,652.25
7	50.5	5.4286	0.7347	37.1016	0.5398	2,550.25
8	49.0	4.7500	0.6767	33.1580	0.4579	2,401.00
9	46.8	4.2222	0.6255	29.2753	0.3913	2,190.24
10	45.5	3.8000	0.5798	26.3802	0.3361	2,070.25
11	45.0	3.4545	0.5384	24.2276	0.2899	2,025.00
12	41.0	3.1667	0.5006	20.5247	0.2506	1,681.00
13	38.5	2.9231	0.4658	17.9348	0.2170	1,482.25
14	38.2	2.7143	0.4337	16.5656	0.1881	1,459.24
15	37.4	2.5333	0.4037	15.0981	0.1630	1,398.76
16	36.5	2.3750	0.3757	13.7117	0.1411	1,332.25
17	36.0	2.2353	0.3493	12.5760	0.1220	1,296.00
18	34.5	2.1111	0.3245	11.1956	0.1053	1,190.25
19	34.0	2.0000	0.3010	10.2350	0.0906	1,156.00
20	34.0	1.9000	0.2788	9.4776	0.0777	1,156.00
21	33.6	1.8095	0.2576	8.6542	0.0663	1,128.96
22	33.5	1.7273	0.2374	7.9516	0.0563	1,122.25
23	32.4	1.6522	0.2181	7.0650	0.0475	1,049.76
24	32.0	1.5833	0.1996	6.3863	0.0398	1,024.00
25	31.0	1.5200	0.1818	5.6372	0.0331	961.00
26	31.0	1.4615	0.1648	5.1091	0.0272	961.00
27	30.4	1.4074	0.1484	4.5120	0.0220	924.16
28	29.0	1.3571	0.1326	3.8461	0.0176	841.00
29	29.0	1.3103	0.1174	3.4042	0.0138	841.00
30	28.8	1.2667	0.1027	2.9567	0.0105	829.44
31	28.0	1.2258	0.0884	2.4758	0.0078	784.00
32	28.0	1.1875	0.0746	2.0897	0.0056	784.00
33	27.6	1.1515	0.0613	1.6910	0.0038	761.76
34	26.0	1.1176	0.0483	1.2559	0.0023	676.00
35	26.0	1.0857	0.0357	0.9286	0.0013	676.00
36	25.5	1.0556	0.0235	0.5988	0.0006	650.25
37	25.2	1.0270	0.0116	0.2919	0.0001	635.04
38	25.0	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	625.00
SUMA	1,443.3	160.6601	15.3134	744.2177	11.4471	59,912.47

Fig. 4.25

FACTOR DE REDUCCION AREAL
(FLOOD STUDIES REPORT, 1975)



auxiliares de la Tabla 4.20 se pueden evaluar los parámetros de ajuste de la ecuación 4.21, de acuerdo a las ecuaciones C.5, C.6, C.7 y C.10 del Anexo C, esto es:

$$S_{xy} = \frac{1}{38} (744.2177) - \left(\frac{15.3134}{38} \right) \left(\frac{1,443.3}{38} \right) = 4.2787 \quad (C.6)$$

$$S_x^2 = \frac{11.4471}{38} - \left(\frac{15.3134}{38} \right)^2 = 0.1388 \quad (C.7)$$

$$B = m = S_{xy} / S_x^2 = \frac{4.2787}{0.1388} = 30.8168 \quad (C.5)$$

$$A = b = \left(\frac{1,443.3}{38} \right) - 30.8168 \left(\frac{15.3134}{38} \right) = 25.5629 \quad (C.10)$$

por lo tanto la ecuación buscada será:

$$P_{Tr} = 25.6 + 30.8(\log Te) \quad (4.21)$$

cuyo coeficiente de correlación es igual a 0.992, según la ecuación C.11 del Anexo C.

Entonces las lluvias máximas diarias buscadas son:

$$P_2 = 34.9 \text{ mm} \quad P_{10} = 56.4 \text{ mm} \quad P_{50} = 77.9 \text{ mm}$$

$$P_5 = 47.1 \text{ mm} \quad P_{25} = 68.7 \text{ mm}$$

las cuales al ser corregidas por intervalo fijo de observación (multiplicadas por 1.13), se convierten en los valores requeridos de lluvia máxima en 24 horas, estos son:

$$P_2 = 39.4 \text{ mm} \quad P_{10} = 63.7 \text{ mm} \quad P_{50} = 88.0 \text{ mm}$$

$$P_5 = 53.2 \text{ mm} \quad P_{25} = 77.6 \text{ mm}$$

4.7 METODOLOGIA PARA OBTENER CURVAS PRECIPITACION-DURACION-PERIDO DE RETORNO, A PARTIR DE REGISTROS DE LLUVIA MAXIMA DIARIA.

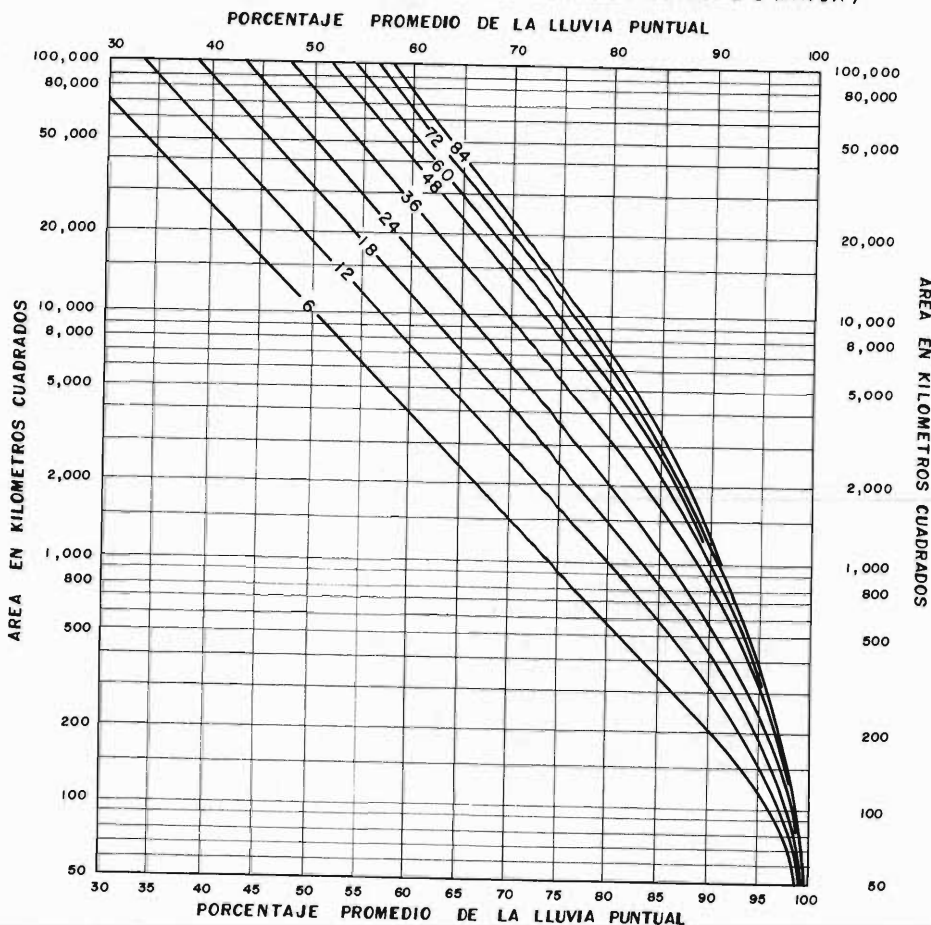
4.7.1 JUSTIFICACION.

Según se indicó en el inciso 2.3 del capítulo 2, el límite superior de una cuenca pequeña puede ubicarse en los 250 Km², debido a lo cual, disponer en nuestro país de información hidrométrica en cuencas pequeñas, no será posible, ya que en la --

Fig. 4.26

AJUSTE A LA LLUVIA PUNTUAL POR AREA

(GRAFICA BASADA EN TORMENTAS DE DURACION 24 HORAS O MAYOR)



gran mayoría de los casos las estaciones de aforos tienen áreas drenadas de varios cientos o miles de Km^2 .

Por lo anterior, el cálculo hidrológico de la avenida de diseño en estructuras cuya cuenca es pequeña, como son: presas de almacenamiento, derivación o control de avenidas, alcantarillas y puentes pequeños, obras de drenaje agrícola, urbano y de aeropuertos, se deberá basar en el análisis de la información disponible sobre lluvias máximas de la zona y en las características físicas de la cuenca (4,2).

Por otra parte, en la República Mexicana se cuenta con 2,682 estaciones pluviométricas y 345 pluviómetros (según Tabla 4.3 de la página 4-11), es decir, que sólo el 13% de las estaciones climatológicas tienen pluviógrafo, de manera que se tendrá una relativa facilidad para disponer en una cuenca pequeña o en sus cercanías de uno o varios registros de lluvias máximas diarias y obtener a partir de ellos las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno, básicas en todo análisis hidrológico de estimación de avenidas máximas por métodos empíricos e hidrológicos (4.2).

La metodología PROPUESTA para la obtención de las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno, está basada en el procesamiento estadístico de los registros de lluvias máximas diarias disponibles, para obtener los valores probables de lluvia en 24 horas para los períodos de retorno que tendrán tales curvas, todo lo cual es descrito en el inciso 4.6 anterior; utiliza además dicha metodología, para distribuir en el tiempo a la lluvia en 24 horas calculada, relaciones o cocientes promedio duración-lluvia (4,1).

4.7.2 CURVAS PRECIPITACION-DURACION-PERÍODO DE RETORNO.

La lluvia es definida por tres variables: magnitud o lámina, duración y frecuencia. La magnitud de la lluvia es la lámina total ocurrida (en milímetros) en la duración de la tormenta. La frecuencia de la lluvia, es expresada por su período de retorno o intervalo de recurrencia, que es el tiempo promedio en años en el cual, el evento puede ser igualado o excedido cuando menos una vez (12,49).

Las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno son una gráfica en la cual se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a sus variables: magnitud, duración y frecuencia (4,3).

4.7.3 RELACIONES PROMEDIO DURACION-LLUVIA.

4.7.3.1 UTILIDAD. Debido a la escasez de registros de lluvias de cortas duraciones, ha surgido la necesidad de utilizar las relaciones promedio entre lluvias encontradas en otros países. Así, diversos investigadores como: F.C. Bell, D.M. Hershfield, B.M. Reich, L.L. Weiss y W.T. Wilson, han demostrado que las relaciones duración-lluvia encontradas en U.S.A. pueden ser aplicadas a otras partes del mundo, por ejemplo: Sur de Africa, Alaska, Hawai, Puerto Rico, Norte de Africa y Australia (12,48).

Como se observa, las localizaciones geográficas y por lo tanto, los climas de los lugares citados son muy variados, lo cual da confiabilidad a la aplicación de tales relaciones en la República Mexicana (4,6).

4.7.3.2 RELACIONES A LA LLUVIA DE DURACION UNA HORA (Resumen de Teoría). D.L. Yarnell (1935) realizó uno de los primeros trabajos de recopilación de lluvias puntuales en U.S.A. y estableció unas relaciones generales (45,271). G.A. Hathaway (1945) utilizó los datos recabados por Yarnell para establecer una relación gráfica general entre la intensidad, la duración y la frecuencia, usando la intensidad en una hora como índice (13,700).

La similitud entre las curvas intensidad-duración de las diversas localidades analizadas, puede ser explicada por el hecho de que las altas intensidades provienen de tormentas de tipo convectivo y las leyes físicas que gobiernan las características de tal lluvia son las mismas en cualquier lugar (45,272). Las curvas obtenidas por Hathaway se denominan Curva Estándar Intensidad-Duración y se muestra en la Fig. 4.27 (45,271) de la página siguiente.

Posteriormente, el U.S. Weather Bureau recomendó una relación empírica resultado de un gran número de estudios, ésta es: la lluvia de t minutos de duración tiene un cociente consistente con la lluvia de una hora e igual período de retorno (2,314).

F.C. Bell (1969) reporta las relaciones de la Tabla 4.21 (2,317) de la página siguiente, para U.S.A., Australia y la U.R.S.S., indicando que tales cocientes son independientes del período de retorno y tienen un error promedio que varía del 5 al 8%, es decir, del mismo orden del error debido a las diferencias de muestreo. En la Fig. 4.28 (2,318) de la página 4-56, se muestran las relaciones encontradas en U.S.A. y Australia.

Adicionalmente, Bell ha encontrado cocientes estables entre la lluvia de una hora y período de retorno 10 años y la lluvia de igual duración pero diferente período de retorno, tales relaciones frecuencia-lluvia se ilustran en la Fig. 4.29 (2,315) de la página 4-56 y se han concentrado en la Tabla 4.22 de la misma página, para U.S.A. y Australia.

Fig. 4.27

RELACION ENTRE LA INTENSIDAD EN UNA HORA Y LAS INTENSIDADES DE 5, 15, 30, 120 Y 240 MINUTOS

(G. A. Hathaway, 1945)

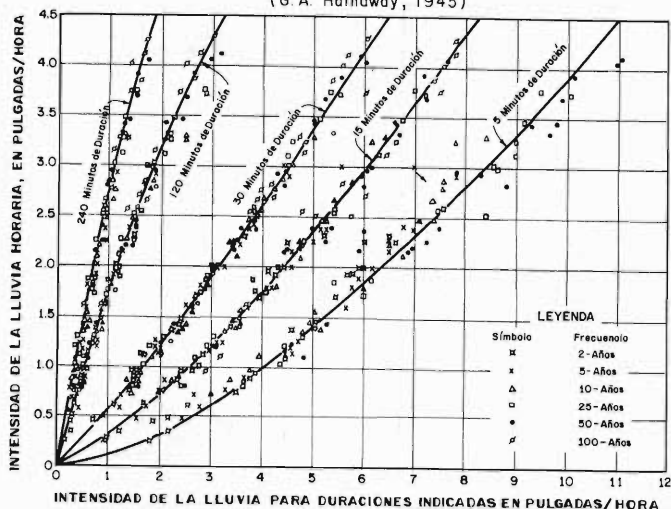


TABLA 4.21
RELACIONES PROMEDIO A LA LLUVIA DE UNA HORA DE DURACION
(F. C. Bell, 1969)

P A I S	DURACIONES EN MINUTOS					
	5	15	30	60	120	
U. S. A.	Valor mínimo	0.26	0.53	0.75	—	1.17
	Valor máximo	0.32	0.61	0.83	—	1.31
	Valor promedio	0.29	0.57	0.79	1.00	1.24
AUSTRALIA	Valor promedio	0.30	0.57	0.78	1.00	1.25
U. R. S. S.	Valor mínimo	0.26	0.49	0.71	—	1.20
	Valor máximo	0.37	0.61	0.87	—	1.40

Por último, Bell combinó las relaciones duración-lluvia y los cocientes frecuencia-lluvia, para obtener una relación general de Precipitación-Duración-Período de retorno que se ilustra en la Fig. 4.30 (2,323) de la página 4-57 y que puede ser representada por la ecuación siguiente:

$$P_T^t = (0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{10}^{60} \quad (4.23)$$

si $2 \leq T \leq 100$ años
 $5 \leq t \leq 120$ minutos

siendo:

P_T^t = precipitación de duración t minutos y período de retorno T , en milímetros.

P_{10}^{60} = precipitación de duración 60 minutos (una hora) y período de retorno 10 años, en milímetros.

Finalmente, tomando en cuenta que se han realizado un gran número de investigacio

Fig. 4.29
RELACION FRECUENCIA-LLUVIA PARA U.S.A Y AUSTRALIA
(F. C. Bell, 1969)

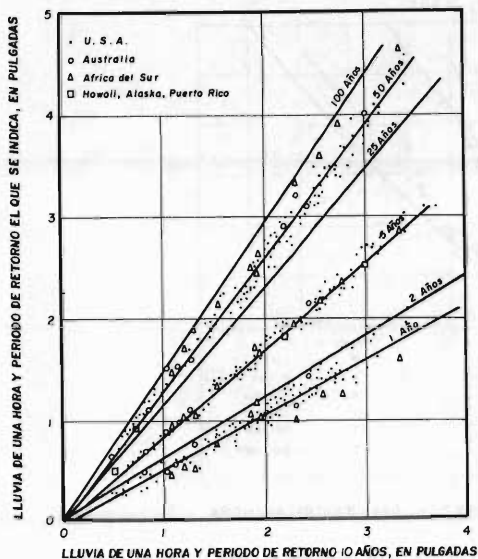


Fig. 4.28
RELACION DURACION-LLUVIA PARA U.S.A Y AUSTRALIA
(F. C. Bell, 1969)

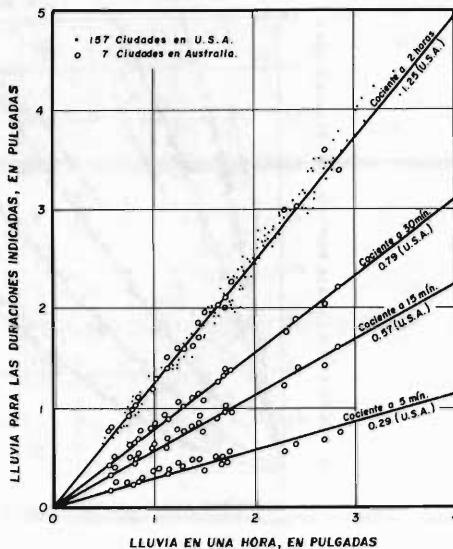


TABLA 4.22

COCIENTES FRECUENCIA-LLUVIA PARA U.S.A Y AUSTRALIA
(F. C. BELL, 1969)

PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS	U. S. A.		AUSTRALIA	
	COCIENTE	DESVIACION TÍPICA	COCIENTE	DESVIACION TÍPICA
1	0.54	0.05	0.52	0.05
2	0.63	0.05	0.65	0.05
5	0.85	0.03	0.85	0.05
10	1.00	—	1.00	—
25	1.17	0.05	1.18	0.03
50	1.31	0.06	1.33	0.06
100	1.46	0.07	1.50	0.08

nes para obtener la lluvia de duración una hora y período de retorno 2 años (P_2^{60}), Bell presenta la ecuación 4.23 en función de dicha lluvia, como se muestra en la Fig. 4.31 de la página siguiente, la ecuación es (2,325):

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60} \quad (4.24)$$

siendo, P_T^t la precipitación de duración t minutos y período de retorno T en años, en milímetros.

4.7.3.3 COCIENTE ENTRE LA LLUVIA EN UNA HORA Y EN 24 HORAS, AMBAS DE PERIODO DE RETORNO 2 AÑOS.

En general los registros de lluvia de cortas duraciones (por ejemplo, de una hora) son bastante escasos en países en desarrollo y México no es una excepción. Sin embargo, los registros de lluvias máximas diarias tienen gran densidad y longitudes de registro aceptables, por lo cual, la lluvia de duración una hora y período de retorno 2 años (o de cualquiera) podrá ser evaluada con una relación o cociente a la de 24 horas con igual período de retorno.

RELACIONES GENERALIZADAS PRECIPITACION-DURACION-PERODO DE RETORNO.
(F. C. Bell, 1969)

Fig. 4.30

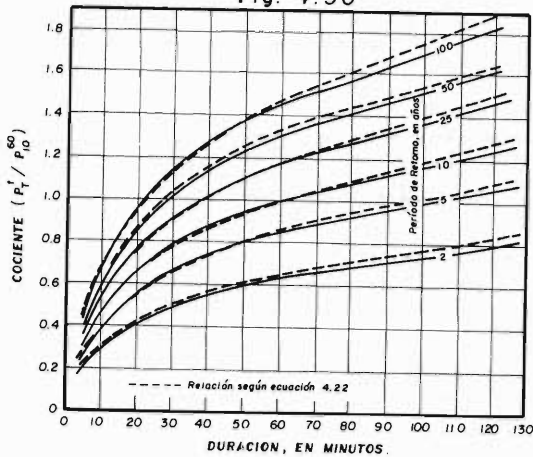
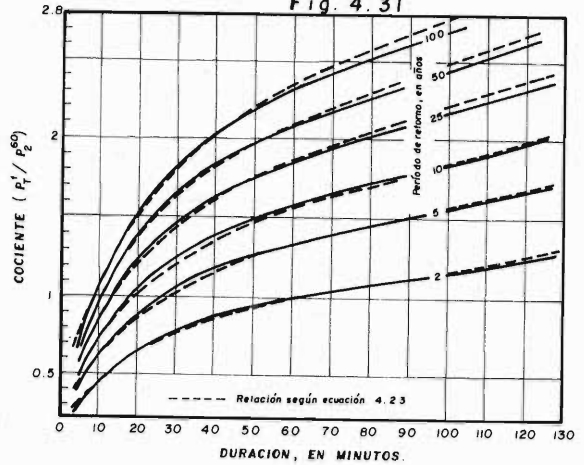


Fig. 4.31



La idea anterior no es nueva y varios investigadores han desarrollado métodos o criterios para estimar el citado cociente, en base al número medio de días con tormenta por año. Por ejemplo, J.A. Murry (12,50) reporta que tal relación está comprendida entre 0.35 y 0.45 para la India, con un rango de días con lluvia de 10 a 80.

Como apoyo a lo anterior, cabe citar el estudio realizado de la relación previamente indicada, para 75 estaciones de los Estados Unidos continental, encontrando un cociente medio de 0.435 con desviación típica de 0.105 y oblicuidad de 0.272. Un estudio similar en Africa del Sur reportó un valor medio de 0.50 (12,50).

D.M. Hershfield (1962) indica que el cociente entre la lluvia de una hora y la de 24 horas ambas de período de retorno 2 años, varía para U.S.A. de 0.10 a 0.60, con valor medio de 0.40, citando además dónde se presentan los cocientes bajos y dónde los altos; tales comentarios se han resumido a continuación como guías para la selección del citado cociente (15,80):

- a) Donde la incidencia de tormentas convectivas o aguaceros es baja y las grandes lluvias proceden de tormentas no convectivas.
- El cociente es BAJO: (<0.40)
 - b) En el lado de barlovento de las montañas, donde las lluvias comienzan primero y terminan después que en los valles y lado de sotavento de las montañas.
 - c) Donde los procesos orográficos son la causa principal de las fuertes lluvias de invierno.
- a') En regiones de baja lluvia anual, donde el número de días con lluvia es pequeño.
- El cociente es ALTO: (>0.40)
 - b') En donde es bastante probable que la lluvia máxima anual en 24 horas provenga de una tormenta convectiva de verano, de duración sustancialmente menor a 24 horas.
 - c') En regiones de alta incidencia de fuertes aguaceros, donde tanto la lluvia máxima anual en una hora, como la de 24 horas generalmente provienen de la misma tormenta.

Por otra parte, la Organización Meteorológica Mundial indica que el cociente entre la lluvia en una hora de período de retorno 2 años y la de 24 horas es igual frecuencia, se ha relacionado con la ocurrencia de tormentas, mediante estudios que incluyeron un amplio rango de climas del mundo, las relaciones encontradas se tienen en la Tabla 4.23 siguiente (28,A.16).

TABLA 4.23

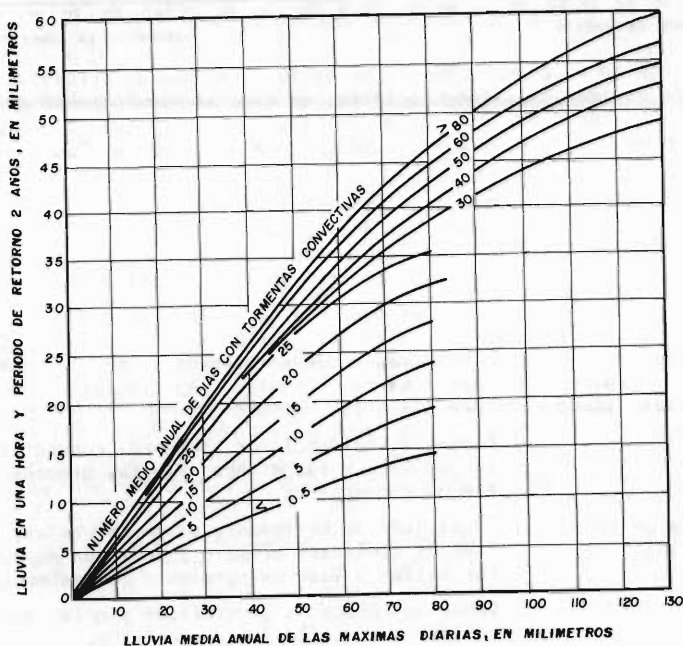
Número medio de días con lluvia por año*	1	8	16	24
$(P_1 \text{ hora} / P_{24 \text{ horas}})_{2 \text{ años}}$	0.20	0.30	0.40	0.50

* DIAS CON LLUVIA MAYOR O IGUAL A UN MILIMETRO

Por último, un criterio más completo para la determinación de la lluvia de una hora y período de retorno 2 años, es el propuesto por el U.S. Weather Bureau y ampliado por B.M. Reich (34,12). El criterio se tiene en la Fig. 4.32 (34,12) siguiente.

Fig. 4.32

RELACION EMPÍRICA PARA ESTIMAR LA LLUVIA DE UNA HORA Y PERÍODO DE RETORNO 2 AÑOS, EN AUSENCIA DE REGISTROS PLUVIOGRÁFICOS



4.7.3.4 RELACIONES A LA LLUVIA DE 24 HORAS. Las relaciones o cocientes a la lluvia de 24 horas se emplean para duraciones de varias horas, hasta de algunos días. Con el objeto de tener una idea del orden de magnitud de tales cocientes, se presentan en la Tabla 4.24 (4,16) de la página siguiente, los valores adoptados por D.F. Campos A. al comparar 8 criterios de estimación.

Como complemento a las estimaciones de lluvia basadas en los cocientes de la Tabla 4.24, se presenta el método del U.S. Soil Conservation Service, el cual consiste en dibujar en un papel logarítmico las cantidades de lluvia estimadas para duraciones de una y dos horas con la ecuación 4.24 y la correspondiente a 24 horas, trazando a continuación por los puntos definidos una línea recta que se pro-

T A B L A 4.24
**VALORES CONCLUIDOS PARA LAS RELACIONES A
 LA LLUVIA DE DURACION 24 HRS.**
 (D. F. Campos A., 1978)

DURACIONES, EN HORAS											DURACIONES, EN DIAS						
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24	2	3	4	5	6	7		
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00	1.32	1.63	1.85	2.05	2.22	2.38		

longa a duraciones mayores (varios días), para leer sus valores de lluvia. El criterio utiliza la Fig. 4.33 (4,17) de la página siguiente.

4.7.4 SECUENCIA DE LA METODOLOGIA PROPUESTA.

La metodología que se propone para construir una curvas Precipitación-Duración-Período de retorno, a partir únicamente de registros de lluvias máximas diarias, consta de los pasos siguientes:

- PASO 1) Seleccionar los períodos de retorno que tendrán las curvas, en base al material expuesto en el inciso A.5 del Anexo A.
- PASO 2) Calcular los valores representativos para la cuenca en estudio, de la lluvia máxima en 24 horas para los períodos de retorno de las curvas y para el de 2 años.
- PASO 3) De acuerdo a lo expuesto en el inciso 4.7.3.3 calcular si es posible, la lluvia en una hora y período de retorno 2 años, o bien, seleccionar el cociente entre tal lluvia y la de 24 horas, también de 2 años de período de retorno.
- PASO 4) Si las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno serán construídas para duraciones menores a 2 horas, se utilizará la ecuación 4.24 para determinar las lluvias necesarias para definir las curvas buscadas.
- PASO 5) Cuando las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno deban incluir duraciones mayores a una hora y menores a 24 horas, o inclusive mayores, de uno o varios días, se determinan las lluvias de duraciones 1 y 2 horas con la ecuación 4.24 y la de 24 horas, todas de los períodos de retorno que tendrán las curvas, se llevan dichos valores a la Fig. 4.33 (página siguiente) y se trazan rectas por los puntos definidos, una para cada período de retorno. Las rectas dibujadas son las curvas buscadas.
- PASO 6) Finalmente se dibujan las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno en papel natural o en papel logarítmico, presentando en cada caso la forma que se esquematiza en la Fig. 4.34 siguiente.

Fig. 4 34
ESQUEMATIZACION DE LAS CURVAS P - D - Tr.

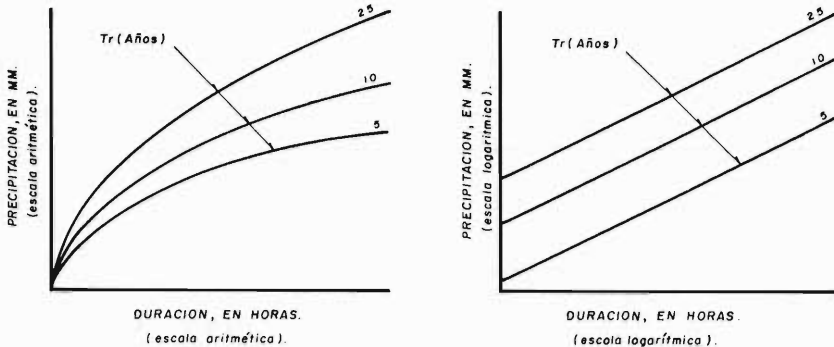
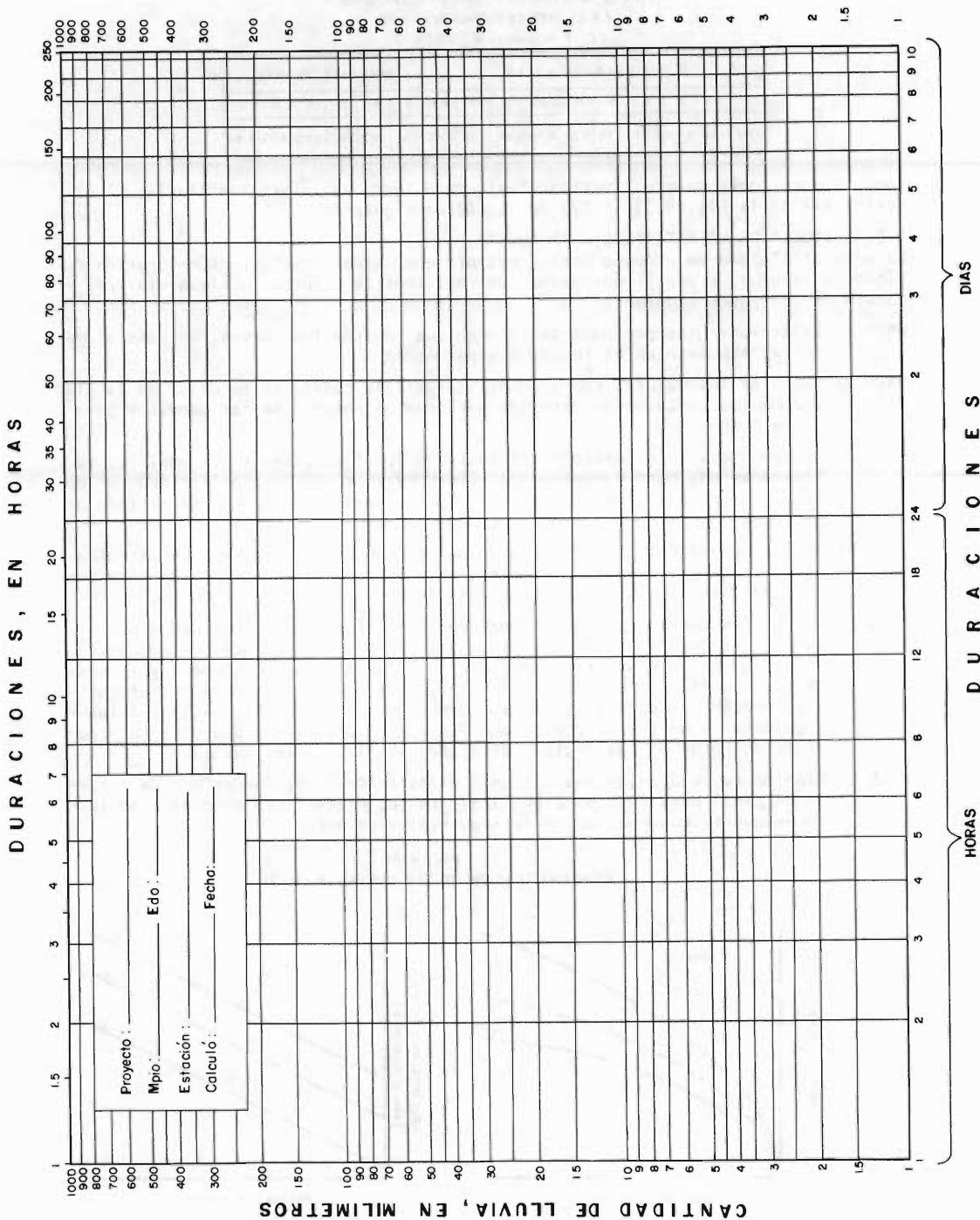


Fig. 4.33

CANTIDAD DE LLUVIA, EN MILIMETROS



CANTIDAD DE LLUVIA, EN MILIMETROS

EJEMPLO 4.12:

Obtener las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno para duraciones de 5 minutos a 24 horas y frecuencias de 2,5,10,25 y 50 años, a partir del registro de 38 años (1941-1978) de lluvias máximas diarias en la estación climatológica CANON FERNANDEZ, Dgo.

SOLUCION: Los valores de lluvia máxima en 24 horas para los períodos de retorno - que incluirán las curvas, fueron calculados en el ejemplo 4.11 y se tienen en la página 4-51, dichos valores son:

$$P_2 = 39.4 \text{ mm} \quad P_{10} = 63.7 \text{ mm} \quad P_{50} = 88.0 \text{ mm}$$

$$P_5 = 53.2 \text{ mm} \quad P_{25} = 77.6 \text{ mm}$$

Como datos adicionales de la estación Cañón Fernández, se recabaron los tres siguientes:

- 1o. La lluvia media anual es igual a 266 milímetros, según dato de la página 74 del ATLAS DEL AGUA de la República Mexicana, publicado en 1976 por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos. Valor que se considera bajo y característico de las zonas áridas del país.
- 2o. Número promedio de días al año con precipitación apreciable 29, valor tomado de la página 106 del ATLAS DEL AGUA y que puede ser considerado semejante al número de tormentas por año.
- 3o. El valor medio de las lluvias máximas diarias anuales es de 32.1 milímetros, en los 38 años de registro, es decir, es la media de la serie anual.

En base al primer dato adicional se seleccionó un cociente del orden de 0.60 para la relación entre la lluvia en una hora y la de 24 horas ambas de período de retorno 2 años, de acuerdo a los resultados de D.M. Hershfield (página 4-57). Por lo tanto, la lluvia en una hora será igual a:

$$P_2^{60} = 0.60(P_2^{1,440}) = 0.60(39.4) = 23.6 \text{ mm}$$

Por otra parte, de acuerdo al segundo dato adicional se estima en la Tabla 4.23 - de la página 4-58, un cociente de 0.55 para la relación citada anteriormente, por lo cual:

$$P_2^{60} = 0.55(P_2^{1,440}) = 0.55(39.4) = 21.7 \text{ mm}$$

Finalmente, en la Fig. 4.32 de la página 4-58 se determina un valor para la lluvia horaria de período de retorno 2 años de 18.5 milímetros, en base al segundo y tercer datos adicionales.

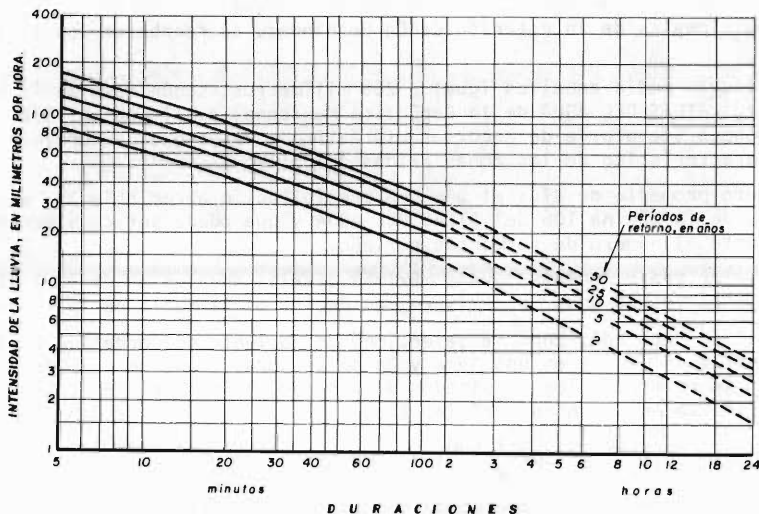
En base a los valores calculados anteriormente, se adopta $P_2^{60} = 22.0$ milímetros, entonces, aplicando la ecuación 4.24 se obtienen las magnitudes de lluvia que se han concentrado en la Tabla 4.25 para definir las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno.

T A B L A 4.25

PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS	DURACIONES, EN MINUTOS							
	5	10	20	40	60	100	120	1,440(24hrs)
2	6.8	10.2	14.2	18.9	22.0	26.6	28.4	39.4
5	9.0	13.4	18.7	25.0	29.2	35.2	37.5	53.2
10	10.6	15.9	22.1	29.6	34.5	41.6	44.3	63.7
25	12.8	19.1	26.6	35.6	41.6	50.1	53.4	77.6
50	14.4	21.6	30.1	40.2	47.0	56.6	60.3	88.0

Con el propósito de uniformizar la presentación de las curvas de características de las tormentas de una zona y reducir además la dispersión de los valores dibujados, se acostumbra representar tales curvas, en su forma de Curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, como se ilustra en la Fig. 4.35 siguiente, para el ejemplo que se desarrolla. Otra ventaja de transformar las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno calculadas, radica en la facilidad de comparación entre la Fig. 4.35 y la Fig. 4.39 de la página 4-66.

Fig. 4.35
**CURVAS INTENSIDAD - DURACION-PERÍODO DE RETORNO EN LA ESTACION
 CLIMATOLÓGICA CAÑON FERNANDEZ, DGO. DEL PERÍODO 1941-1978
 OBTENIDAS A TRAVÉS DEL REGISTRO DE LLUVIAS MÁXIMAS.**



4.8 CONSTRUCCION DE CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERÍODO DE RETORNO.

4.8.1 BANDA PLUVIOGRÁFICA Y CURVA MASA DE LA TORMENTA.

Tomando en cuenta que los pluviógrafos registran en forma continua la variación de la altura o lámina de lluvia con respecto al tiempo, son sus registros (BANDA PLUVIOGRÁFICA) los que permiten realizar el análisis más completo de las tormentas de la zona, representado éste por las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno.

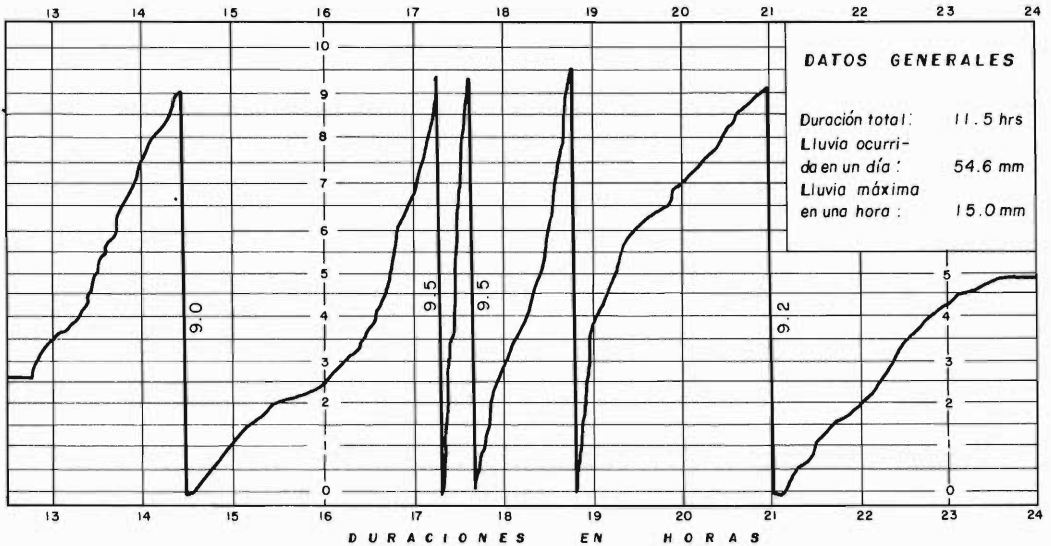
La banda pluviográfica constituye la gráfica sobre la cual la pluma del pluviógrafo registra la lluvia acumulada (ver Fig. 4.2 de la página 4-4). De acuerdo al mecanismo de relojería del pluviógrafo, el remplazo o cambio de la banda podrá ser diario o semanal, según las necesidades de precisión y lo accesible de la estación pluviográfica.

La banda pluviográfica presenta una seria limitación para su uso, pues su amplitud de registro es de 10 milímetros de lluvia acumulada, que corresponde al punto de vaciado del volumen acumulado de lluvia (sistema Hellman), como se ilustra en la Fig. 4.36 (siguiente página) para una tormenta real. Debido a lo anterior, la banda pluviográfica para ser útil debe ser transformada en la llamada CURVA MASA de la Tormenta, que es una gráfica de lluvia acumulada en milímetros contra el tiempo (minutos, horas o días) desde el inicio de la tormenta, éste último acota-

Fig. 4.36

TORRENTA DEL DIA 12 DE JULIO DE 1976

Registrada en el Observatorio Meteorológico Escuela de Ingeniería de la U. A. de S. L. P



do en el eje de las abscisas.

La curva masa de la tormenta permite evaluar la cantidad de lluvia máxima que ocurrió en un cierto lapso, además, la comparación de varias curvas masa permite la interpretación del movimiento de la tormenta, sobre la zona.

4.8.2 HIETOGRAMA DE LA TORRENTA.

Se define como HIETOGRAMA de una tormenta, la gráfica que representa la distribución de la precipitación o su intensidad en el tiempo, durante dicha tormenta (29, 242).

El hietograma de una tormenta es por lo tanto, una transformación de su curva masa, en la que ésta es dividida en intervalos iguales y se dibujan los incrementos de precipitación (o la intensidad) de tales intervalos. M. Jara L. (1976) presenta un enfoque de construcción del hietograma con intervalos variables, el cual puede ser consultado en la referencia recomendada G.

El hietograma de precipitación de incrementos constantes, es especialmente útil - en las estimaciones hidrológicas de avenidas máximas por la técnica de los hidrogramas unitarios; en este caso el hietograma de la tormenta de diseño tendrá intervalos de duración igual a la del hidrograma unitario utilizado, generalmente - del orden del 10 al 30% del tiempo de retraso de la cuenca, definido éste, como el tiempo transcurrido entre el centro de masa de la precipitación y el centro de masa del escurrimiento, o entre el primero y el escurrimiento máximo (29, 144).

Adicionalmente, el hietograma de intensidades de incrementos constantes, es particularmente útil en las estimaciones de lluvia en exceso por el método de la curva de capacidad de infiltración (ver inciso 6.10 del capítulo 6).

Por otra parte, el hietograma de una tormenta cuya curva masa no se conoce, puede ser estimado a partir de las curvas Precipitación-Duración-Período de retorno, si se conoce la duración de la tormenta. Para realizar lo anterior, se divide en intervalos constantes la duración total del hietograma (duración de la tormenta) y se evalúa para cada intervalo la lluvia total ocurrida, en base a la curva Precipitación-Duración-Período de retorno seleccionada según el período de retorno de

diseño de la tormenta. En seguida, se obtiene la lluvia correspondiente a cada intervalo, esto es, el incremento de lluvia. Debido al proceso de cálculo descrito el hietograma tendrá una variación lineal, siendo la lluvia máxima al inicio y mínima al final; para adecuar a la realidad los cálculos anteriores, el U.S. Bureau of Reclamation propone la siguiente secuencia para los 6 incrementos de lluvia -- calculados: 6,4,3,1,2,5. La aplicación de este criterio se tiene en el volumen -- III, en el método del hidrograma unitario triangular.

4.8.3 ANALISIS ESTADISTICO DE TORMENTAS.

En el análisis estadístico de tormentas de una zona, se desarrolla un procesamiento idéntico al descrito para los registros de lluvia máxima diaria (inciso 4.6), con las dos salvedades siguientes: 1a. siempre se trabaja con series de excedentes anuales y 2a. se manejan dos variables para la lluvia, es decir, su altura o lámina y su duración. Lo anterior implica que una de ellas (lámina o duración) se deberá considerar constante (la duración), para definir estadísticamente la otra.

Como primer paso del análisis estadístico de tormentas, se tiene la integración de las series de excedentes anuales de las lluvias para determinadas duraciones, las cuales generalmente son las diez siguientes: 5,10,15,20,30,45,60,80,100 y 120 minutos. Para la realización de este primer cálculo, se tienen dos enfoques o métodos de análisis, éstos son (38,102):

PRIMERO: cuando se dispone de un número importante de años de registro pluviográfico, se tienen por lo tanto un gran número de tormentas ocurridas, entonces resultará práctico calcular únicamente la duración total de cada tormenta y su lluvia total, a partir de la banda pluviográfica. Esto implica, lógicamente, perder información, pues no se toma en cuenta la variación de la lluvia durante la tormenta.

Posteriormente, se seleccionan unos intervalos de clase para las duraciones y se considera que las marcas de clase son representativas de cada intervalo. De esta forma se tendrá para cada duración característica de lluvia, un grupo de alturas de lluvia, con las cuales se integrarán las series de excedentes anuales necesarias, una para cada duración característica.

SEGUNDO: en este enfoque, sí se toma en cuenta la variación de la lluvia dentro de cada tormenta (curva masa) y por ello se recomienda utilizarlo cuando el número de años de registro es reducido. El proceso operativo consiste en dibujar en un papel transparente divisiones verticales de las duraciones que se están estudiando, con la misma escala del eje de las abscisas de la curva masa de la tormenta en análisis. En seguida se procede a superponer el papel transparente con la curva masa, desplazando el origen, para ir determinando los incrementos máximos de lluvia.

Terminado el proceso, se dispone de grupos de alturas de lluvia para duraciones constantes, a partir de las cuales se integran las series de excedentes anuales necesarias, una para cada duración analizada.

Teniendo integradas las series de excedentes anuales, se convierten las alturas de lluvia en intensidades y posteriormente se procesan estadísticamente según se requiera, con el criterio de interpolación (inciso 4.6.5) o con el de extrapolación (inciso 4.6.6). En el primer caso se planteará una ecuación de regresión semejante a la 4.22, ésta es:

$$i = A + B(\log Te) \quad (4.25)$$

en donde:

i = intensidad de la lluvia de una determinada duración, en mm/hr.

A, B = parámetros de ajuste.

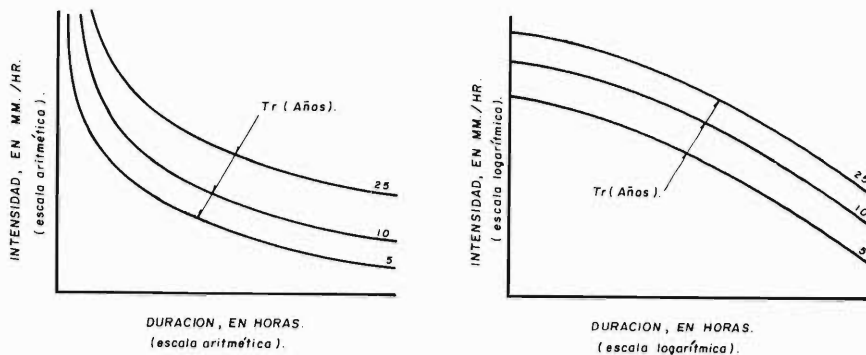
Te = período de retorno en años, se evalúa con la ecuación 4.20.

4.8.4 REPRESENTACION DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO.

Como resultados del procesamiento estadístico descrito, se obtienen las intensidades correspondientes a los períodos de retorno que tendrán las curvas Intensidad-

Duración-Período de retorno, en las distintas duraciones analizadas. Con tales resultados se pueden construir las curvas citadas, en papel natural o en papel logarítmico, mostrando la forma que se esquematiza en la Fig. 4.37 siguiente.

Fig. 4.37
ESQUEMATIZACION DE LAS CURVAS I-D-Tr.



EJEMPLO 4.13:

En base al registro de intensidades de lluvia de la estación pluviográfica CAÑON FERNANDEZ, Dgo., tomado del Boletín Climatológico de la Región Hidrológica No. 36 (Ríos Nazas y Aguanaval) de la S.A.R.H., construir las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno para duraciones 5 a 120 minutos y frecuencias de 2,5,10,25 y 50 años.

SOLUCION: En el citado boletín climatológico se reportan las intensidades máximas registradas para cada tormenta ocurrida, en duraciones de 5,10,15,20,30,45,60,80, 100 y 120 minutos, a partir de tal registro se integraron series de excedentes anuales, una para cada duración; tales series se han concentrado en la Tabla C.3 - página C-10 del Anexo C.

En la parte inferior de la citada Tabla C.3 se tienen los parámetros de ajuste de la ecuación 4.25 ($A = b$ y $B = m$), evaluados según fórmulas C.5 y C.10 del Anexo C, además del coeficiente de correlación lineal (ecuación C.11) de tales regresiones. Ver ejemplo 4.11 de la página 4-50 para obtener la secuencia del criterio así como los cálculos auxiliares requeridos.

En base a cada ecuación de regresión del criterio de interpolación (una para cada duración), se evalúan las intensidades para los diversos períodos de retorno que incluirán las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, como se ilustra a -- continuación para las duraciones de 5 y 10 minutos:

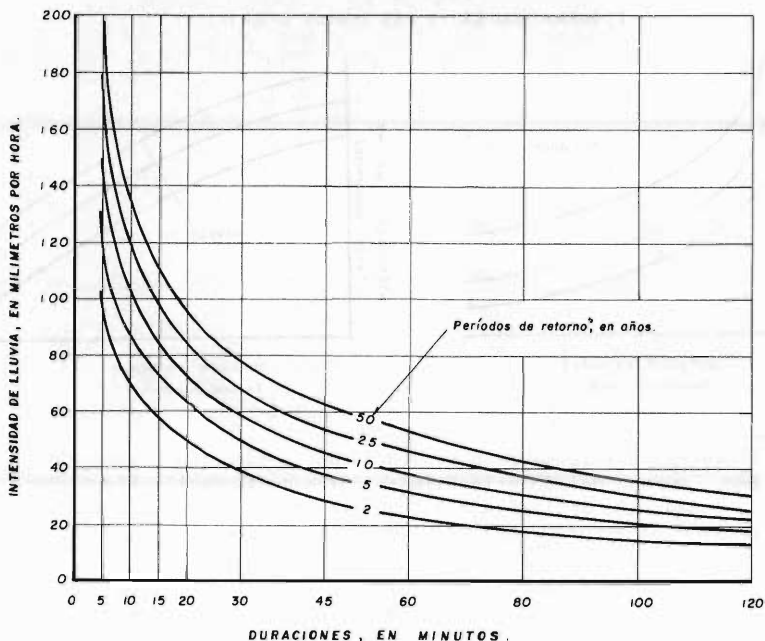
$$i_5 = 77.7 + 69.3 (\log T_e) \quad (4.26)$$

$$i_{10} = 55.6 + 45.4 (\log T_e) \quad (4.26)$$

Período de retorno (años)	Intensidad en 5 minutos (mm/hr)	Intensidad en 10 minutos (mm/hr)
2	98.6	69.3
5	126.1	87.3
10	147.0	101.0
25	174.6	119.1
50	195.4	132.7

En igual forma se calculan las restantes intensidades para las otras duraciones y con el total de valores se definen las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, primeramente con escalas aritméticas como se muestran en la Fig. 4.38 de la página siguiente.

Fig 4 38
**CURVAS INTENSIDAD - DURACION-PERÍODO DE RETORNO EN LA ESTACION
 CLIMATOLOGICA CAÑON FERNANDEZ, DGO DEL PERIODO 1941-1978
 CONSTRUIDAS EN BASE AL REGISTRO PLUVIOGRAFICO**



Finalmente, se dibujan las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno calculadas, en papel logarítmico para efectuar su extrapolación entre las duraciones de 2 y 24 horas, como se ilustra en la Fig. 4.39 de la página siguiente.

4.8.5 REPRESENTACION MATEMATICA DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERÍODO DE RETORNO.

Varias fórmulas han sido propuestas para expresar matemáticamente las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, entre las más comunes se tiene la debida a Merrill Bernard (1932) que tiene la expresión siguiente (5,9-61):

$$i = \frac{K T_e^h}{D^n} \quad (4.27)$$

en la cual:

i = intensidad, en mm/hr.

D = duración de la lluvia, en minutos.

T_e = período de retorno en años, se evalúa con la ecuación 4.20 .

K, h, n = parámetros de ajuste.

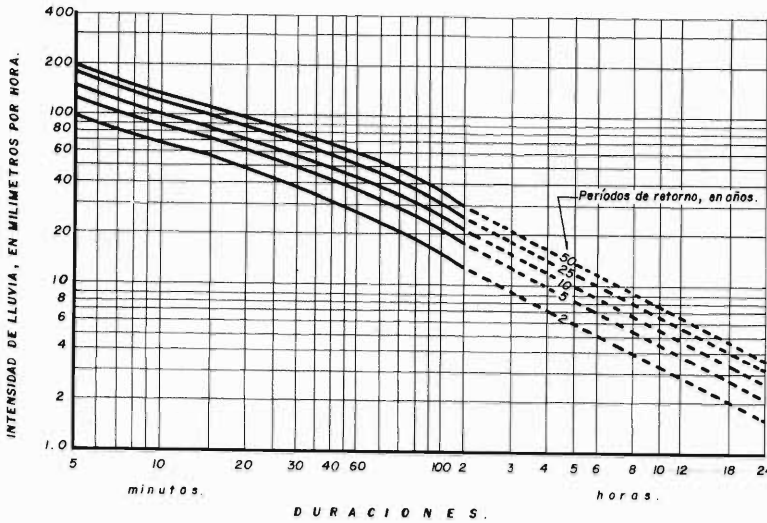
Se sugiere consultar el ejemplo C.2, página C-9 del Anexo C, para obtener la mecánica operativa para ajustar a las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, la fórmula de M. Bernard y que ésta represente matemáticamente a las curvas.

4.9 CONSTRUCCION DE CURVAS PRECIPITACION-AREA-DURACION.

4.9.1 RELACION ENTRE LA LLUVIA PUNTUAL Y LA LLUVIA EN UN AREA.

Tomando en cuenta que algunos problemas hidrológicos están íntimamente relacionados con el volumen de lluvia que cae en una cuenca rural o en un sistema de drenaje, se ha dado atención a la determinación de la magnitud de área que puede ser -

Fig. 4.39
**CURVAS INTENSIDAD - DURACION-PERIDO DE RETORNO EN LA ESTACION
 CLIMATOLOGICA CAÑON FERNANDEZ, DGO. DEL PERIODO 1941 - 1978
 CONSTRUIDAS EN BASE AL REGISTRO PLUVIOGRAFICO**



considerada razonablemente representada por un pluviómetro y a la relación entre la lluvia puntual y las cantidades correspondientes de lluvia en un área (3,176), dentro de esto último, queda incluido el problema hidrológico de la predicción de la lluvia para un área, en base a una lluvia puntual de cierta frecuencia o período de retorno y determinada duración. Lo anterior debido a que no es correcto promediar, por ejemplo, las lluvias en una hora y período de retorno 10 años en cinco estaciones dentro de una cuenca de 500 Km², para obtener la lluvia en una hora y frecuencia de 10 años correspondiente a toda la cuenca (8,68).

En general, con fines prácticos los autores aceptan que un pluviómetro o un pluviógrafo es representativo de un área de 25 Km² (22,82). Respecto a la relación entre la lluvia puntual (Po) y la lluvia en un área (P̄), ésta puede ser estimada mediante fórmulas, tablas y gráficas. Por ejemplo, de estudios realizados en la India se sugiere la ecuación siguiente (3,177):

$$Y = 100 - C \sqrt{A} \tag{4.28}$$

en la cual:

Y = cociente en porcentaje, entre la lluvia sobre un área (P̄) y la lluvia máxima en el centro de la tormenta (Po), por lo tanto, $Y = (P̄/Po) \cdot 100$

C = coeficiente adimensional que fluctúa para la India, entre 0.171 y 0.295 con un valor medio de 0.205

A = área considerada para la lluvia, en Km².

G.A. McKay (26,2.90) presenta un resumen de fórmulas, prácticamente todas del mismo tipo, a continuación se presentan tres como ejemplo, éstas son:

autor:	limitación del área de cuenca (A), en Km ² .	fórmula:
Fruhling	4	$\bar{P} = Po (1 - 0.11 A^{1/4})$ (4.29)
Woolhiser-Schwalen	48	$\bar{P} = Po - 2.01 A^{3/5}$ (4.30)
Horton	52-52,000	$\bar{P} = Po \exp (-0.0062 A^{1/2})$ (4.31)

Finalmente, es conveniente citar la fórmula de tipo Gaussiano propuesta por A. --

Court, después de analizar las ecuaciones desarrolladas en Europa y U.S.A., tal fórmula si se consideran isoyetas circulares con centro en la estación, es la siguiente (3,177):

$$\bar{p} = \frac{8.133 h}{A \cdot a^2} \left[1 - \exp(-0.123 A \cdot a^2) \right] \quad (4.32)$$

siendo, 'a' un parámetro función de la distancia L en Km comprendida entre el centro de la lluvia de magnitud h en mm y la isoyeta de valor h/2. La expresión para valuar 'a' es igual a 1.3387/L (ver referencia recomendada C).

Por otra parte, D.M. Hershfield y W.T. Wilson (1960) estudiaron la relación entre el área, la duración de la tormenta y el cociente entre la lluvia promedio en un área y la correspondiente a 25 Km² en el centro de la lluvia, para 153 tormentas - tropicales y extratropicales en el Este y Sureste de U.S.A., sus resultados se han concentrado en la Tabla 4.26 (3,177) siguiente, que es un extracto de la tabla dada por los autores en la Referencia 18, página 963.

TABLA 4.26
COCIENTES ENTRE LA LLUVIA CORRESPONDIENTE A UN AREA
Y LA LLUVIA EN 25 Km²
(D.M. Hershfield y W.T. Wilson, 1960)

AREA, EN Km ²	260	520	1,300	2,600	13,000
DURACIONES, EN HORAS					
6	0.85	0.80	0.73	0.65	0.46
12	0.89	0.85	0.79	0.72	0.51
24	0.92	0.88	0.82	0.76	0.58
48	0.93	0.90	0.84	0.80	0.63

Con respecto a las gráficas que se han desarrollado para estimar la relación entre la lluvia puntual y la correspondiente a un área, éstas ya fueron presentadas en el inciso 4.6.8.2 de la página 4-50 y únicamente conviene agregar que según G. A. McKay (26,2.90) y T. Dunne y L.B. Leopold (8,69) la figura 4.24 parece ser la más justificada para convertir lluvias puntuales de una frecuencia dada a lluvias de frecuencia similar correspondientes a una cierta cuenca, menor de 1,035 Km² (400 mi²).

4.9.2 CONSTRUCCION DE CURVAS PRECIPITACION-AREA-DURACION A PARTIR DE LLUVIAS DIARIAS.

En variados problemas hidrológicos se utiliza la distribución en el tiempo y en el espacio de la precipitación de una tormenta; entonces, el análisis de Precipitación-Area-Duración de las tormentas tiene como finalidad determinar las lluvias máximas que ocurrieron en diversas duraciones y sobre áreas de diferentes tamaños (21,68).

En marzo de 1913, una gran avenida ocurrió en el Río Miami en el estado de Ohio, U.S.A., causando la muerte a 360 personas y dañando un valle altamente industrializado en aproximadamente 39,000 Km². Para prevenir la ocurrencia de tales daños asociados a las avenidas, los residentes del valle y el gobierno del estado de Ohio instituyeron una empresa encargada de diseñar y construir las obras de control de avenidas, esta empresa cooperativa es el Miami Conservancy District (49,19). Entre las primeras tareas que abordó el Miami Conservancy District fue el análisis de Precipitación-Area-Duración de aproximadamente 70 grandes tormentas, con un método bastante sencillo, basado únicamente en el análisis de las lluvias diarias registradas y cuyos resultados pueden ser útiles con fines de comparación entre tormentas y en la estimación de avenidas en cuencas muy grandes, o bien, el úni

co aplicable donde no se dispone de un pluviógrafo para obtener la distribución de la lluvia en el tiempo. El método consta de los siguientes pasos (49,20):

- PASO 1) Determinar en cada estación pluviométrica las lluvias máximas en un día, en dos días consecutivos y así sucesivamente hasta los 5 días consecutivos.
- PASO 2) Se dibujan en un mapa los valores calculados en el paso anterior y se trazan líneas isoyetas, entonces se tendrán cinco mapas de isoyetas, uno para cada número de días en que ocurre la precipitación.
- PASO 3) Se miden las áreas encerradas por cada isoyeta de cada mapa y se calcula su lluvia promedio. Lo anterior con el método de las isoyetas, como se describe en la Tabla 4.27.
- PASO 4) Por último, se dibujan las áreas encerradas por las isoyetas contra sus lluvias medias calculadas, se construirá una curva por cada mapa. Si un mapa de isoyetas tuvo dos o más centros de fuerte lluvia, entonces se tendrán dos o más lluvias promedio para un tamaño particular de área, los valores más grandes de lluvia son los dibujados.

En la Fig. 4.40 de la página siguiente se muestra el procesamiento de la tormenta del día 24 al 27 de marzo de 1913 ocurrida en el Noreste de U.S.A., por el método descrito, tomado de la referencia 29, páginas 21 y 25.

4.9.3 CONSTRUCCION DE CURVAS PRECIPITACION-AREA-DURACION UTILIZANDO REGISTROS PLUVIOGRAFICOS.

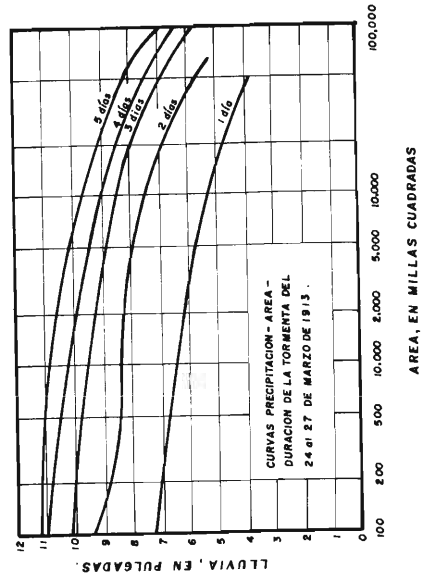
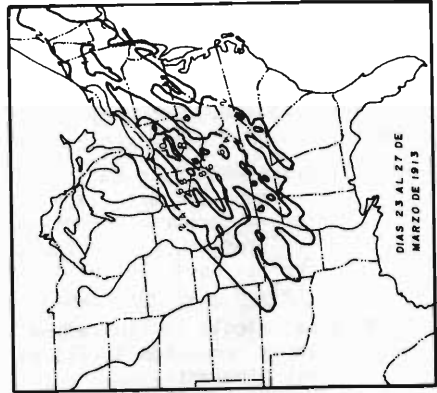
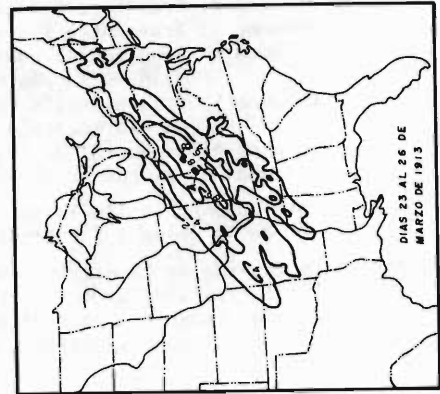
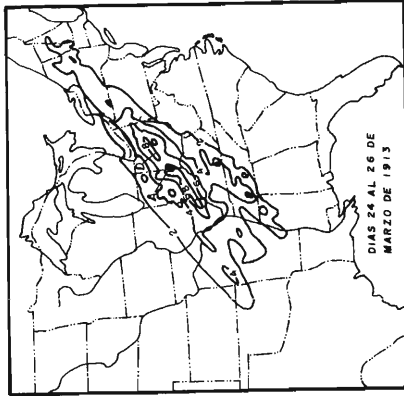
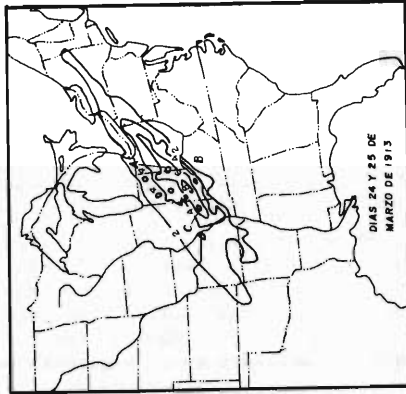
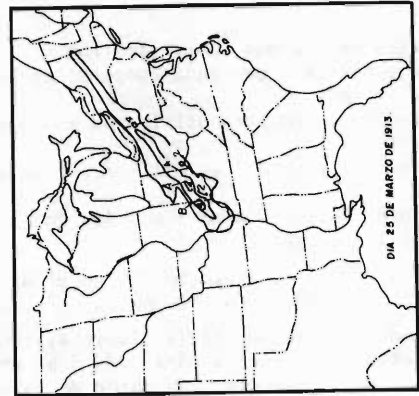
Cuando se dispone de registros pluviográficos (cuando menos uno) dentro de la zona afectada por la tormenta en análisis, se puede llegar a construir las curvas Precipitación-Area-Duración para duraciones que van desde unas pocas horas hasta de algunos días, según la duración de cada tormenta. El procedimiento que se describe a continuación es algo arbitrario, pero se ha estandarizado de tal forma -- que sus resultados son comparables (21,68), dicho método ha sido propuesto por la World Meteorological Organization y su secuela es la siguiente:

- PASO 1) Primeramente se selecciona la tormenta por analizar, si ésta tiene varios centros de fuerte lluvia, se divide en subzonas para su análisis, una para cada centro. A continuación se define la isoyeta límite o frontera que será tomada, frecuentemente la de 50 milímetros (3,170) y se considera -- que las isoyetas son fronteras de las áreas individuales, las cuales se evalúan (columna 2 de la tabla que se construye en el siguiente paso).
- PASO 2) Se calcula la lluvia media total de la tormenta por el método de las isoyetas (ecuación 4.17), para lo cual se construye una tabla con las columnas siguientes:
 - columna 1: valores de las isoyetas analizadas, en milímetros.
 - columna 2: área total encerrada o abarcada por cada isoyeta, en Km².
 - columna 3: área entre isoyetas, en Km².
 - columna 4: longitud de cada isoyeta, en Km para utilizarse en la ecuación 4.18 de la página 4-41.
 - columna 5: precipitación media entre isoyetas, en milímetros, se evalúa con la ecuación 4.18
 - columna 6: productos de los valores de la columna 3 por los de la 4.
 - columna 7: valores acumulados de la columna 6.

Para obtener la lluvia media total de la tormenta se divide el último valor de la columna 7 entre el último valor de la columna 2.

- PASO 3) En seguida se cuantifican por medio del método de las isoyetas (ecuación 4.17), las lluvias medias totales de la tormenta para cada área encerrada por las isoyetas, lo cual se realiza al dividir cada valor de la columna 7 entre el correspondiente en la columna 2 de la tabla construida en el --

Fig. 4. 40
 ANALISIS DE PRECIPITACION - AREA - DURACION PARA LA TORMENTA
 DEL 24 AL 27 DE MARZO DE 1913, EN U. S. A.



paso anterior.

- PASO 4) Para cada estación pluviográfica disponible se obtiene su curva masa de la tormenta en análisis, en forma adimensional, es decir, dividiendo las duraciones entre la duración total y las lluvias acumuladas entre la lluvia total ocurrida en tal estación. En seguida cada curva masa adimensional se distribuye en incrementos de 6 horas para grandes tormentas (de varios días) y en incrementos horarios o de 3 horas, para las tormentas pequeñas (menores a un día). Por último, se obtiene la curva masa media o ponderada para la tormenta (centro de fuerte lluvia analizado), aplicando los polígonos de Thiessen para definir las áreas de influencia de cada pluviógrafo en el centro de fuerte lluvia que se analiza.
- PASO 5) A partir de la curva masa media adimensional (paso anterior) se obtiene para cada isoyeta su curva masa, lo anterior con sólo multiplicar el valor de la lluvia media total en cada área abarcada por las isoyetas (paso 3) por los valores adimensionales del eje de las lluvias (ordenadas).
- PASO 6) Con cada curva masa construida para cada isoyeta, se leen las lluvias cada 6 horas y se buscan posteriormente las lluvias máximas para varios intervalos múltiples de 6 horas (12,18,24,36 horas, etc.), teniendo cuidado de evaluar los valores máximos de lluvia en intervalos continuos, esto es, con incrementos sucesivos en el tiempo.
- PASO 7) Por último, se dibujan en un papel semilogarítmico las áreas abarcadas por cada isoyeta (escala logarítmica) y sus correspondientes valores máximos de lluvia para cada duración y luego se trazan curvas envolventes del área y la precipitación.
- PASO 8) De acuerdo a lo expuesto en el inciso 4.9.1 un pluviógrafo es representativo de 25 Km², entonces los valores máximos de lluvia para las duraciones utilizadas tomados de sus curvas masas en cualquier tiempo, es decir, no correspondiendo con los intervalos empleados de 6 horas, serán representativos de 25 Km², que es de donde parten las curvas Precipitación-Area-Duración, excepto cuando la curva isoyeta de mayor magnitud tiene un área menor.

En las tormentas con varios centros de fuerte lluvia se procesa cada uno y sus resultados se llevan al papel semilogarítmico para efectuar el paso 7, con todos los valores obtenidos de áreas y precipitaciones.

Algunos autores como Linsley, Kohler y Paulhus (22,82), Springall (37,110) y Franco y Domínguez (11,2.18), realizan el análisis obteniendo una curva masa media o ponderada para cada área abarcada por una isoyeta, lo cual incrementa bastante el trabajo. La secuela descrita anteriormente únicamente considera la construcción de una curva masa media por cada centro de fuerte lluvia y corresponde al enfoque que proponen Bruce y Clark (3,172).

EJEMPLO 4.14:

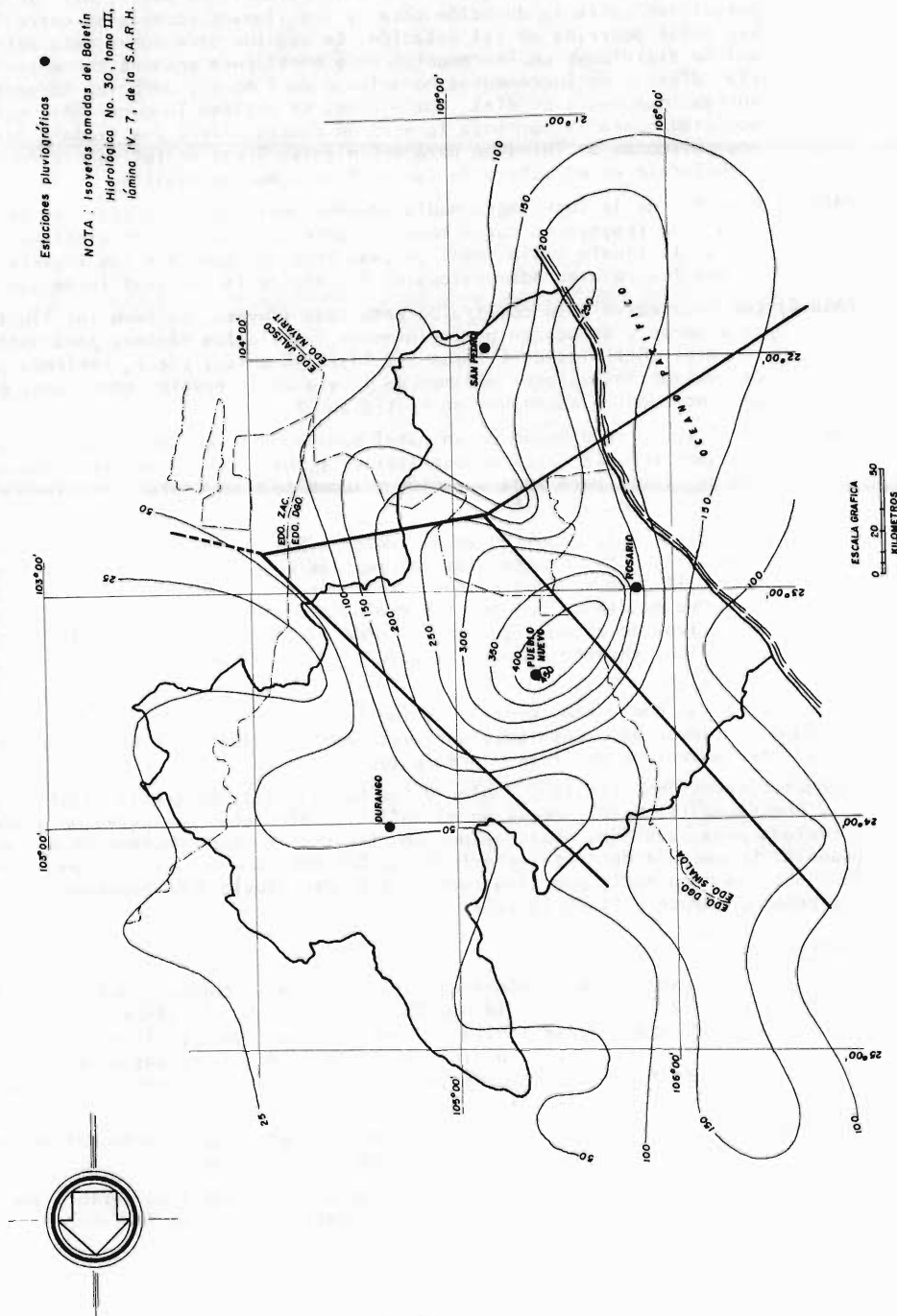
Obtener las curvas Precipitación-Area-Duración para la tormenta del 19 al 21 de noviembre de 1972, ocurrida en la Región Hidrológica No. 11 (Ríos Presidio y San Pedro), con centro de fuerte lluvia en Pueblo Nuevo, Dgo. Se dispone de las isoyetas de la tormenta (Fig. 4.41, página siguiente) y de las curvas masas taciones pluviográficas disponibles (Fig. 4.42), según datos tomados del Boletín Hidrológico No. 30, tomo III de la S.A.R.H.

SOLUCION: El análisis realizado se describe a través de la secuela del método, indicando únicamente las tabulaciones realizadas en cada paso.

Paso 1) De acuerdo a la forma de las isoyetas de la tormenta se definió como isoyeta extrema a considerar la correspondiente a 150 milímetros.

Fig. 4.41

ISOYETAS DE LA TORMENTA DEL DIA 19 AL 24 DE NOVIEMBRE DE 1972
EN LA REGION HIDROLOGICA NO. 11



Paso 3) En la Tabla 4.27 siguiente se tienen los cálculos de las lluvias medias - totales para las áreas abarcadas por cada isoyeta.

TABLA 4.27
CALCULOS DE LA PRECIPITACION MEDIA EN CADA AREA ABARCADA POR LAS ISOYETAS UTILIZADAS DE LA TORMENTA.

1	2	3	4	5	6	7	8
ISOYETAS (mm)	AREA ABARCADA POR LAS ISOYETAS (Km ²)	AREA PARCIAL A _i (Km ²)	LONGITUD (Km)	PRECIPITACION MEDIA (P _i) ENTRE ISOYETAS (mm)	A _i P _i (Km ²) (mm)	VALORES ACUMULADOS DE A _i P _i	PRECIPITACION MEDIA (mm)
> 450	20	20	15	450.0	9,000	9,000	450.0
> 400	1,160	1,140	130	418.4	476,976	485,976	418.9
> 350	2,930	1,770	200	373.2	660,624	1'146,597	391.3
> 300	5,690	2,760	280	323.6	893,168	2'039,764	358.5
> 250	10,830	5,140	600	272.0	1'397,924	3'437,688	317.4
> 200	22,790	11,960	750	224.1	2'679,926	6'117,614	268.4
> 150	50,700	27,910	1,420	172.4	4'812,439	10'930,053	215.6

Paso 4) En la Tabla 4.28 siguiente se han tabulado en intervalos de 6 horas, las curvas masas disponibles dadas en la Fig. 4.42 de la siguiente página. En seguida en la Tabla 4.29 de la página siguiente se tienen los incrementos de lluvia y sus valores adimensionales para las curvas masas disponibles y finalmente en la Tabla 4.30 de la página 4-75 se presenta el cálculo de la curva masa media para la tormenta, misma que se ha dibujado en la Fig. 4.43 de la citada página 4-75.

TABLA 4.28
LLUVIAS ACUMULADAS (mm) EN CADA CURVA MASA DE LAS ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS DISPONIBLES

TIEMPO EN HORAS	ESTACION PLUVIOGRAFICA			
	PUEBLO NUEVO	SAN PEDRO	ROSA RIO	DURANGO
0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	23.0	0.0	5.0	0.0
12	35.0	5.0	10.0	0.0
18	35.0	5.0	10.0	0.0
24	50.0	20.0	10.0	0.0
30	50.0	65.0	10.0	0.0
36	50.0	65.0	10.0	0.0
42	50.0	85.0	10.0	0.0
48	60.0	102.0	10.0	5.0
54	60.0	110.0	10.0	10.0
60	125.0	110.0	22.0	10.0
66	270.0	110.0	145.0	18.0
72	390.0	110.0	240.0	45.0
78	440.0	110.0	288.0	45.0
84	450.0	110.0	288.0	58.0
90	450.0	110.0	288.0	58.0
96	450.0	110.0	288.0	58.0

Pasos 5 y 6) Con los valores de la última columna de la Tabla 4.30 se pueden ir --

Fig. 4.42

CURVAS MASAS DE LA TORMENTA OCURRIDA DEL 19 AL 21 DE NOVIEMBRE DE 1932

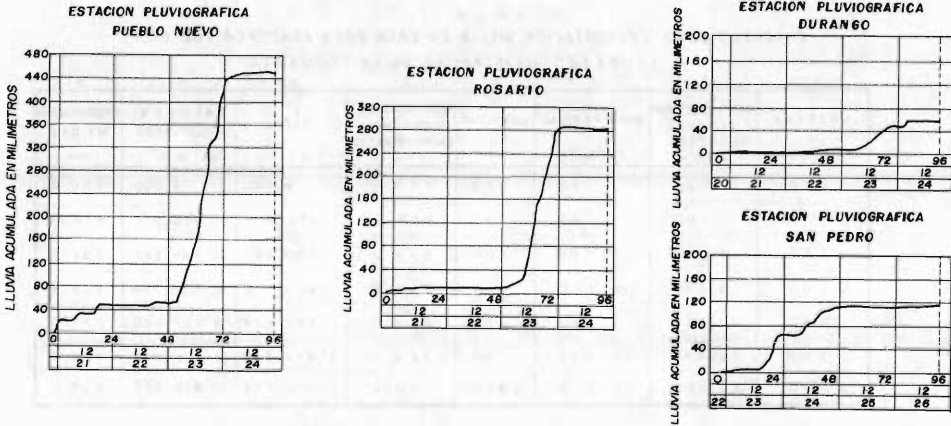


TABLA 4.29
INCREMENTOS Y RELACIONES ADIMENSIONALES DE LA LLUVIA (mm)
CADA 6 HORAS DE LAS CURVAS MASAS DISPONIBLES.

INTERVALO DE HORAS	ESTACION PLUVIOGRAFICA							
	PUEBLO NUEVO		SAN PEDRO		ROSARIO		DURANGO	
0 - 6	23.0	0.05	0.0	0.00	5.0	0.02	0.0	0.00
6 - 12	12.0	0.03	5.0	0.05	5.0	0.02	0.0	0.00
12 - 18	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00
18 - 24	15.0	0.03	15.0	0.14	0.0	0.00	0.0	0.00
24 - 30	0.0	0.00	45.0	0.41	0.0	0.00	0.0	0.00
30 - 36	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00
36 - 42	0.0	0.00	20.0	0.18	0.0	0.00	0.0	0.00
42 - 48	10.0	0.02	17.0	0.15	0.0	0.00	5.0	0.09
48 - 54	0.0	0.00	8.0	0.07	0.0	0.00	5.0	0.09
54 - 60	65.0	0.14	0.0	0.00	12.0	0.04	0.0	0.00
60 - 66	145.0	0.32	0.0	0.00	123.0	0.43	8.0	0.14
66 - 72	120.0	0.27	0.0	0.00	95.0	0.33	27.0	0.47
72 - 78	50.0	0.11	0.0	0.00	48.0	0.17	0.0	0.00
78 - 84	10.0	0.02	0.0	0.00	0.0	0.00	13.0	0.22
84 - 90	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00
90 - 96	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00
Σ	450.0	1.00	110.0	1.00	288.0	1.00	58.0	1.00

calculando los valores máximos de lluvia para cada área abarcada por las isoyetas en duraciones de 6,12,18,24,36,48 y 72 horas, con sólo multiplicar los valores máximos de dicha columna en las duraciones citadas por las lluvias medias calculadas en la Tabla 4.27 de la página anterior, columna 8, éstos cálculos se tienen en la Tabla 4.31 de la página 4-76.

Paso 7) Finalmente en la Fig. 4.44 de la página 4-76 se muestran trazadas las curvas Precipitación-Area-Duración de la tormenta analizada.

4.10 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

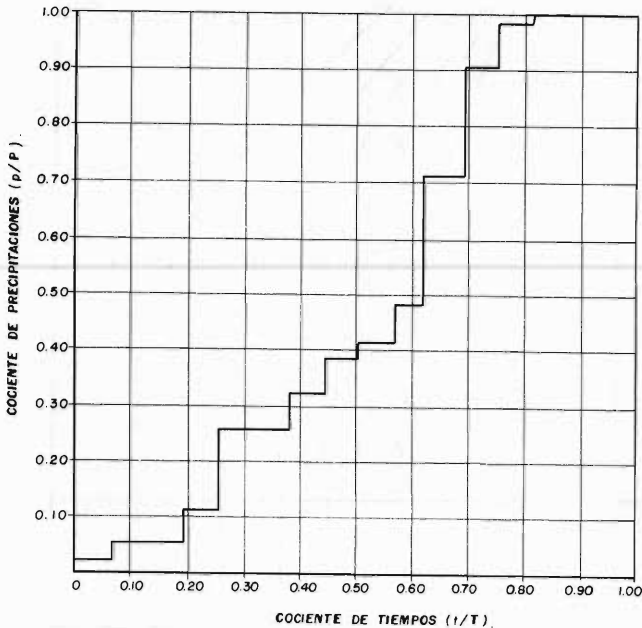
T A B L A 4.30

RELACIONES ADIMENSIONALES DE LA TABLA 4.29 PESADAS POR POLIGONOS DE THIESEN PARA OBTENER LA CURVA MASA MEDIA DE LA TORMENTA

INCREMENTO EN HORAS	ESTACIONES PLUVIOGRAFICAS				M (100%)
	PUEBLO NUEVO (39.1%)	SAN PEDRO (35.2%)	ROSARIO (24.0%)	DURANGO (1.7%)	
0 - 6	2.0	0.0	0.4	0.0	2.4
6 - 12	1.0	1.6	0.4	0.0	3.0
12 - 18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18 - 24	1.3	4.8	0.0	0.0	6.1
24 - 30	0.0	14.4	0.0	0.0	14.4
30 - 36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36 - 42	0.0	6.4	0.0	0.0	6.4
42 - 48	0.9	5.4	0.0	0.1	6.4
48 - 54	0.0	2.6	0.0	0.1	2.7
54 - 60	5.6	0.0	1.0	0.0	6.6
60 - 66	12.6	0.0	10.2	0.2	23.0
66 - 72	10.4	0.0	7.9	0.8	19.1
72 - 78	4.3	0.0	4.0	0.0	8.3
78 - 84	0.9	0.0	0.0	0.4	1.3
84 - 90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90 - 96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fig. 4.43

CURVA MASA MEDIA ADIMENSIONAL PARA LA TORMENTA.



4.10.1 CONCEPTO Y NECESIDAD DE TAL ESTIMACION.

La idea de emplear la meteorología para obtener los valores límite de la precipi-

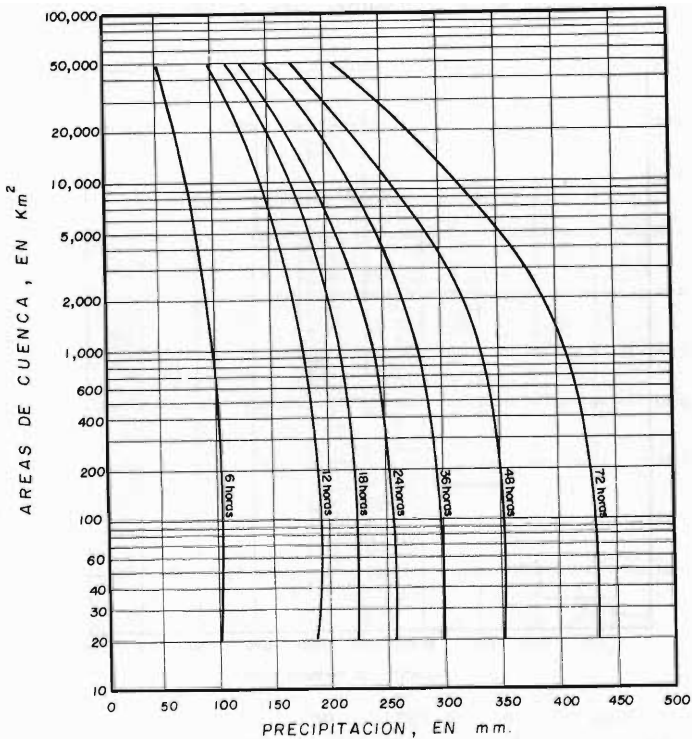
T A B L A 4.31

LLUVIAS MAXIMAS (mm), PARA LAS DURACIONES QUE SE INDICAN EN CADA AREA ABARCADA POR LAS ISOYETAS.

AREA ABARCADA POR LAS ISOYETAS, EN Km ²	LLUVIA MEDIA, EN mm	DURACIONES, EN HORAS						
		6 (0.230)*	12 (0.421)*	18 (0.504)*	24 (0.570)*	36 (0.661)*	48 (0.786)*	72 (0.963)*
20	450.0	103.5	189.5	226.8	256.5	297.5	353.7	433.4
1,160	418.9	96.3	176.4	211.1	238.8	276.9	329.3	403.4
2,930	391.3	90.0	164.7	197.2	223.0	258.6	307.6	376.8
5,690	358.5	82.5	150.9	180.7	204.3	237.0	281.8	345.2
10,830	317.4	73.0	133.6	160.0	180.9	209.8	249.5	305.7
22,790	268.4	61.7	113.0	135.3	153.0	177.4	211.0	258.5
50,700	215.6	49.6	90.8	108.7	122.9	142.5	169.5	207.6

* VALORES INTEGRADOS EN BASE A LA ULTIMA COLUMNA DE LA TABLA 4.30

Fig. 4.44
CURVAS PRECIPITACION - AREA - DURACION PARA LA TORMENTA
DEL 19 AL 21 DE NOVIEMBRE DE 1972, CENTRADA EN
PUEBLO NUEVO, DGO.



tación para los diseños hidrológicos, se originó a mediados de los años treinta. A partir de los conocimientos meteorológicos, se intentó fijar el límite físico superior de la lluvia que puede ocurrir sobre una cierta cuenca, durante intervalos previamente especificados (30,701). Lo anterior, constituye la definición conceptual de la Precipitación Máxima Probable (PMP).

Los diseños hidrológicos en los cuales interviene la precipitación máxima probable, se basan en la decisión previa de brindar máxima protección, sin importar el costo. Tal es el caso, de los diseños hidrológicos de los vertedores de los grandes embalses, en donde una falla constituye una catástrofe, con grandes pérdidas humanas y cuantiosos daños materiales. Respecto a los servicios públicos esenciales y las plantas de tratamiento de aguas, puede ser conveniente ubicarlas por encima del nivel máximo probable de inundación (21,300).

La avenida máxima probable (estimada a partir de la PMP), resulta casi siempre -- fuera de las posibilidades de control por medio de las estructuras convencionales y en caso de ocurrir, el área de inundación sería extensa y los daños incalculables; de manera que la adopción de la avenida máxima probable en el diseño de un vertedor, sirve únicamente para eliminar la posibilidad adicional de una falla repentina del embalse, o la interrupción del abastecimiento de agua potable en una zona o región con problemas de inundación bastante críticos (21,301).

4.10.2 DEFINICIONES.

Una definición de la Precipitación Máxima Probable que enfatiza sus bases conceptuales, ha sido propuesta por la Sociedad Americana de Meteorología (AMS) en 1959 y es la siguiente:

'Máxima cantidad de precipitación teórica para una duración dada que es físicamente posible de ocurrir sobre una cuenca en un cierto tiempo del año. En la práctica, es obtenida en terrenos planos por transposición de tormentas y ajuste de humedad a los modelos de tormenta observados'.

En la práctica, se utiliza una definición de la precipitación máxima probable más operacional en su naturaleza, que además enfatiza su aplicación, ésta es (30,701):

'la precipitación máxima probable es aquella magnitud de lluvia que ocurre sobre una cuenca particular, en la cual generará un gasto de avenida, para el que virtualmente no existe riesgo de ser excedido'.

En la definición anterior, las palabras no existe riesgo, aparecen debido al propósito de la estimación de precipitación máxima probable, que es guiar al hidrólogo en el diseño de un vertedor de un gran embalse, el cual bajo ninguna circunstancia debe ser peligroso o susceptible de falla. La palabra virtualmente es adicionada en la definición porque nada en la naturaleza es absolutamente seguro.

Otra definición de precipitación máxima probable indica que es la cantidad de -- precipitación para un área dada, resultante de las condiciones meteorológicas más críticas que son consideradas razonablemente posibles (20,1-16).

4.10.3 METODOS DE ESTIMACION DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

4.10.3.1 GENERALIDADES. Los diversos procedimientos de estimación de la precipitación máxima probable no están normalizados, ya que varían principalmente con la cantidad y calidad de los datos disponibles; además, cambian con el tamaño de la cuenca, su emplazamiento y su topografía, con los tipos de temporales que producen las precipitaciones extremas y con el clima (14,405).

Por otra parte, la mayoría de los métodos de estimación existentes están basados en planteamientos meteorológicos o tradicionales, que requieren un gran volumen de información, en especial sobre vientos y puntos de rocío, que los hace difícilmente aplicables en la mayoría de los casos y por ello, los enfoques empíricos y el llamado Método Estadístico, que son de fácil y rápida aplicación, han adquirido gran popularidad.

4.10.3.2 CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ESTIMACION. Las variadas técnicas de estimación de la precipitación máxima probable, se pueden clasificar en 4 grupos básicos, éstos son:

- 1o. Métodos Empíricos.
- 2o. Método Estadístico.
- 3o. Métodos basados en Modelos de Tormentas.
- 4o. Métodos de transposición y maximización de tormentas.

Los dos primeros métodos de estimación serán presentados posteriormente y respecto a los que integran el 3o. y 4o. grupos ya fueron expuestos en el capítulo 3.

4.10.4 METODOS EMPIRICOS DE ESTIMACION DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

4.10.4.1 USO DE LOS REGISTROS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS OBSERVADAS EN EL MUNDO. Las precipitaciones puntuales máximas observadas en el mundo para diversas duraciones se tienen en la Tabla 4.32 (28,A.18) siguiente.

TABLA 4.32
PRECIPITACIONES PUNTALES MAXIMAS OBSERVADAS EN EL MUNDO.

DURACION	PRECIPITACION (mm)	LOCALIDAD	FECHA
1 minuto.	38	Barot Guadeloupe.	26 Noviembre 1970
8 minutos.	126	Fussen, Bavaria.	25 Mayo 1920
15 minutos.	198	Plumb Point, Jamaica.	12 Mayo 1916
20 minutos.	206	Curtea - De-Arges, Rumanía.	7 Julio 1889
42 minutos.	305	Holt, Missouri.	22 Junio 1947
2 horas 10 minutos.	483	Rockport, Virginia Occidental.	18 Julio 1889
2 horas 45 minutos.	559	D'Hanis, Texas	31 Mayo 1935
4 horas 30 minutos.	780	Smethport, Pensilvania.	18 Julio 1942
9 horas.	1,087	Belouve, La Reunión.	28 Febrero 1964
12 horas.	1,340	Belouve, La Reunión.	28-29 Febrero 1964
18 horas 30 minutos.	1,689	Belouve, La Reunión.	28-29 Febrero 1964
24 horas.	1,870	Cilaos, La Reunión.	15-16 Marzo 1952
2 días.	2,500	Cilaos, La Reunión.	15-17 Marzo 1952
3 días.	3,240	Cilaos, La Reunión.	15-18 Marzo 1952
4 días.	3,504	Cilaos, La Reunión.	14-18 Marzo 1952
5 días.	3,854	Cilaos, La Reunión.	13-18 Marzo 1952
6 días.	4,055	Cilaos, La Reunión.	13-19 Marzo 1952
7 días.	4,110	Cilaos, La Reunión.	12-19 Marzo 1952
8 días.	4,130	Cilaos, La Reunión.	11-19 Marzo 1952
15 días.	4,978	Cherrapunji, India.	24 Junio 8 Julio 1931
31 días.	9,300	Cherrapunji, India.	Julio 1861
2 meses.	12,767	Cherrapunji, India.	Junio - Julio 1861
3 meses.	16,369	Cherrapunji, India.	Mayo - Julio 1861
4 meses.	18,738	Cherrapunji, India.	Abril - Julio 1861
5 meses.	20,412	Cherrapunji, India.	Abril - Agosto 1861
6 meses.	22,454	Cherrapunji, India.	Abril - Septiembre 1861
11 meses.	22,990	Cherrapunji, India.	Enero - Noviembre 1861
1 año	26,461	Cherrapunji, India.	Agosto 1860-Julio 1861
2 año	40,768	Cherrapunji, India.	1860 - 1861

La ocurrencia de lluvias extremas como las citadas en la Tabla 4.32 anterior se debe a una combinación de condiciones excepcionales, tales como la presencia de -

masas de aire con un alto punto de rocío, conjuntamente con un eficiente mecanismo de tormenta y una topografía favoreciendo la aportación de aire húmedo. Todos los factores citados han sido frecuentemente involucrados y en particular la topografía ha favorecido las precipitaciones extremas para duraciones de 24 horas y mayores.

Por ejemplo, en Cilaos, La Reunión (1,200 m de altitud), los vientos asociados -- con los ciclones tropicales elevan el aire húmedo inestable por un valle encañado, el cual se eleva hasta los 3,050 metros. En tal lugar se midieron durante 1952 las precipitaciones máximas mundiales para duraciones de 1 a 8 días (43,214).

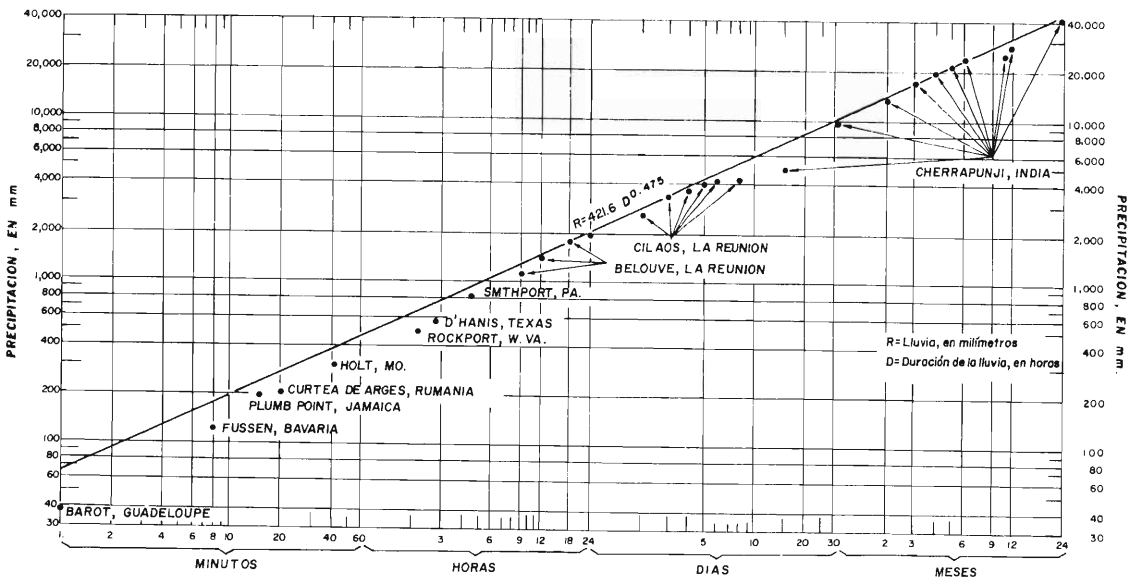
Tomando en consideración, que las condiciones excepcionales que han originado las lluvias extremas en el mundo, no son aplicables a la mayoría de los sitios bajo estudio, se citan las siguientes o cercanas lluvias intensas a las máximas que han sido reportadas, tales lluvias se tienen en la Tabla 4.33 (50,178) de la página siguiente.

Las lluvias intensas de corta duración ocurren sobre pequeñas áreas y se deben -- probablemente al colapso súbito de las corrientes verticales, las cuales soportan considerables cantidades de agua. Estas tormentas se denominan AGUACEROS (cloud-burst) y los datos de la Tabla 4.32 de la página anterior, dibujados en la Fig. 4.45 siguiente, son aceptados como estimaciones de sus valores máximos probables (43,214).

Los valores de la Tabla 4.34 (43,215) se han calculado en base a la ecuación de -- la curva envolvente de valores mundiales, dada en la Fig. 4.45, tales datos deben ser utilizados únicamente en regiones de climas similares a los de las estaciones de la Tabla 4.32, siendo por lo tanto, poco probables de ocurrir en climas fríos y cuencas elevadas protegidas por montañas, donde las masas de aire tienen bajos contenidos de humedad y aún en climas ecuatoriales, fuera de la influencia de los ciclones o en ausencia de eficientes mecanismos de tormenta (43,215).

Fig. 4.45

VALORES PUNTALES MAXIMOS MUNDIALES OBSERVADOS DE PRECIPITACION



DURACION DE LA LLUVIA

Cuando la información recabada en campo o en las estaciones pluviográficas de la zona, indique que los aguaceros son comunes en la región, la estimación de la precipitación máxima probable para una cuenca dada, se lleva a cabo a partir de las lluvias de la Tabla 4.34 de la página siguiente, ajustadas por tamaño de cuenca - por medio de la Fig. 4.46 también de la página siguiente, obtenida en U.S.A. (43, 215).

TABLA 4.33
REGISTROS DE LLUVIA PROXIMOS A LOS VALORES MUNDIALES.

DURACION	(mm)	UBICACION	FECHA
1 minuto.	17	Opid's Camp, California.	5 Abril 1926
5 minutos.	63	Parlo Bello, Panama.	29 Noviembre 1911
14 minutos.	100	Galveston, Texas.	4 Junio 1871
40 minutos	235	Guinea, Va.	24 Agosto 1906
1 hora	254	Catskill, N. Y.	26 Julio 1819
1 hora 20 min.	292	Campo, California.	21 Agosto 1891
3 horas.	406	Concord, Pa.	5 Agosto 1843
4 horas.	584	Basseterre, St. Kitts, Indias Orientales	12 Enero 1880
12 horas.	780	Baguio, Filipinas	17 Octubre 1967
15 horas.	876	Smethpart, Pa.	17 - 18 Julio 1942
18 horas.	925	Thrall, Texas.	9 Septiembre 1921
21 horas.	1,059	Kadena Air Force Base, Okinawa.	8 Septiembre 1956
24 horas.	1,672	Hsin-Liao, China.	17 Octubre 1967
24 horas.	1,248	Paishih, China.	10 - 11 Septiembre 1963
24 horas.	1,216	Baguio, Filipinas.	17 - 18 Octubre 1967
24 horas.	1,036	Cherrapunji, India.	14 Junio 1876
24 horas.	1,019	Jowai, India.	11 Septiembre 1897
39 horas.	1,585	Baguio, Filipinas.	14 - 16 Julio 1911
2 días.	2,259	Hsin-Liao, China.	17 - 18 Octubre 1967
2 días.	2,086	Bowden Pen, Jamaica.	22 - 23 Enero 1960
2 días.	1,616	Cherrapunji, India.	14 - 15 Junio 1876
2 días 15 horas.	2,010	Baguio, Filipinas	14 - 17 Julio 1911
3 días.	2,749	Hsin-Liao, China.	17 - 19 Octubre 1967
3 días.	2,528	Bowden Pen, Jamaica.	22 - 24 Enero 1960
3 días.	2,045	Cherrapunji, India.	25 - 27 Junio 1931
3 días 15 horas.	2,210	Baguio, Filipinas.	14 - 18 Julio 1911
4 días.	2,789	Bowden Pen, Jamaica.	22 - 25 Enero 1960
4 días.	2,587	Cherrapunji, India	12 - 15 Junio 1876
5 días.	2,908	Silver Hill Plantation, Jamaica.	5 - 9 Noviembre 1909
5 días.	2,899	Cherrapunji, India.	12 - 16 Junio 1876
6 días.	3,112	Silver Hill Plantation, Jamaica.	5 - 10 Noviembre 1909
6 días.	3,032	Cherrapunji, India.	11 - 16 Junio 1876
7 días.	3,331	Cherrapunji, India	24 - 30 Junio 1931
7 días.	3,277	Silver Hill Plantation, Jamaica.	4 - 10 Noviembre 1909
8 días.	3,430	Cherrapunji, India.	24 Junio - 1 Julio 1931
8 días.	3,429	Silver Hill Plantation, Jamaica.	4 - 11 Noviembre 1909

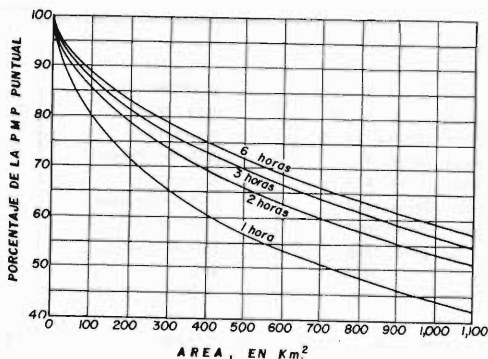
4.10.4.2 USO DE LOS VALORES MAXIMOS DE PRECIPITACION-AREA-DURACION DE U.S.A. En - la Tabla 4.35 (43,217) de la página 4-82, se tienen concentrados los resultados - de los análisis de Precipitación-Area-Duración de más de 700 tormentas que han ocu

rrido en U.S.A. Aunque en otros continentes existe este tipo de análisis, la información en que se basaron fue muy limitada y sus resultados no han excedido a los obtenidos en Norte América, por tales razones, se considera que los datos de la Tabla 4.35 de la página siguiente, representan el límite superior para todos los países (43,216). Para mayor facilidad en el uso de los datos de la Tabla 4.35 se han dibujado éstos en la Fig. 4.47 de la página 4-83.

TABLA 4.34
AGUACEROS MAXIMOS PROBABLES PUNTUALES

DURACION, EN MINUTOS	PRECIPITACION, EN MILIMETROS	DURACION, EN MINUTOS	PRECIPITACION, EN MILIMETROS	DURACION, EN HORAS	PRECIPITACION, EN MILIMETROS
5	121	30	300	3	729
10	173	45	366	4	843
15	211	60	422	5	940
20	244	120	594	6	1,030

Fig. 4.46
AJUSTE POR AREA DE LA PMP ORIGINADA POR
AGUACEROS EN U.S.A.
(U.S. Weather Bureau, 1961)



Las lluvias intensas de cortas duraciones (menores a 24 horas) que cubren pequeñas áreas (menores de 2,590 Km²), son frecuentemente originadas por tormentas con modelos convergentes o de flujo radial, denominadas 'thunderstorm' (43,218) y conocidas en nuestro país como tormentas convectivas. Para este tipo de tormentas existen muy pocos lugares en el mundo donde no pueden ocurrir, por lo cual son consideradas universales, al contrario de lo que sucede con los ciclones tropicales y las tormentas asociadas a sus frentes, que tienen un límite en latitud para presentarse (43,218).

Entonces, tanto en U.S.A. como en otros países, se pueden utilizar los datos para duraciones menores a 24 horas y áreas menores a 2,590 Km² en su forma original o maximizados a un punto de rocío de 25.6 °C, dados en la Tabla 4.36 (43,219) de la página siguiente, valores estos últimos, mayores en un 10% aproximadamente con respecto a los originales de la Tabla 4.35. Las magnitudes de la Tabla 4.36 se tienen dibujadas en la Fig. 4.48 de la página 4-84, para mayor facilidad en su utilización.

4.10.4.3 USO DE RELACIONES A LA LLUVIA DE PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS. La precipitación máxima probable en U.S.A., se ha confrontado con la lluvia de igual duración y período de retorno 100 años, encontrándose que la primera es del orden de

4 a 6 veces el valor de la segunda (28,A.18).

TABLA 4.35
REGISTROS MAXIMOS DE PRECIPITACION - AREA - DURACION
EN U. S. A. (1960), EN MILIMETROS.

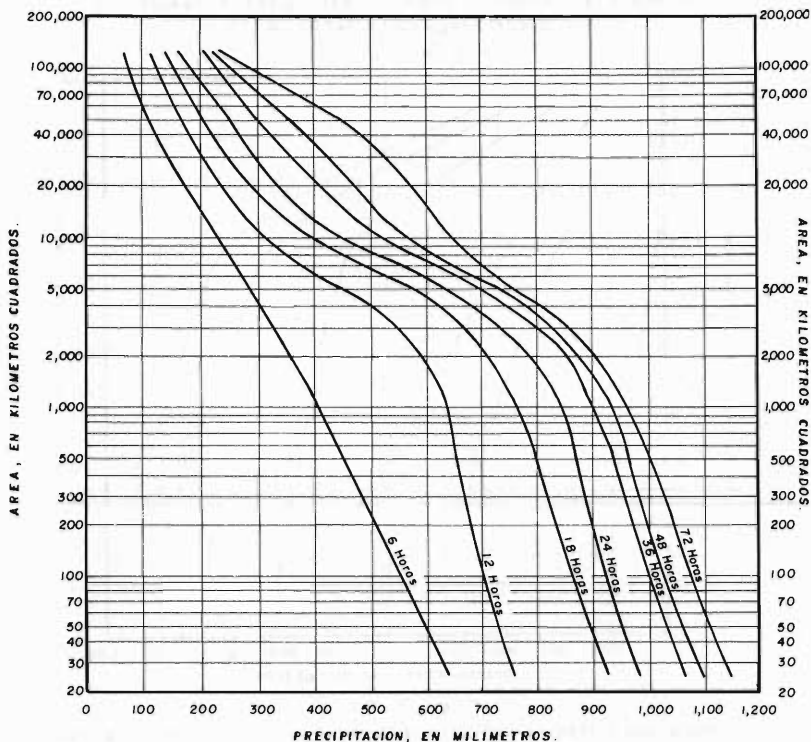
Area, en Km ²	Duración, en horas						
	6	12	18	24	36	48	72
26	627 a	757 b	922 c	983 c	1,062 c	1,095 c	1,148 c
259	498 b	668 c	826 c	894 c	963 c	988 c	1,031 c
518	455 b	650 c	798 c	869 c	932 c	958 c	996 c
1,295	391 b	625 c	754 c	831 c	889 c	914 c	947 c
2,590	340 b	574 c	696 c	767 c	836 c	856 c	886 c
5,180	284 b	450 c	572 c	630 c	693 c	721 c	754 c
12,950	206 bd	282 b	358 b	394 c	475 e	526 e	620 e
25,900	145 d	201 f	257 g	307 g	384 c	442 e	541 e
51,800	102 d	152 f	201 g	244 g	295 e	351 e	447 e
129,500	64 gh	107 i	135 g	160 g	201 g	226 g	229 j
259,000	43 h	64 hk	89 g	109 g	142 g	168 j	226 j

Tormenta	Fecha	Localización	Temp. de punto de rocío, °C.
a	Julio 17-18, 1942	Smethport, Pa.	23.3
b	Sept. 8-10, 1921	Thrall, Tex.	25.0
c	Sept. 3-7, 1950	Yankeetown, Fla.	24.4
d	Junio 27-Julio 4, 1936	Beebe, Tex.	25.6
e	Junio 27-Julio 1, 1899	Hearne, Tex.	23.9
f	Abril 12-16, 1927	Jefferson, Parish La.	22.2
g	Marzo 13-15, 1929	Elba, Ala.	19.4
h	Mayo 22-26, 1908	Chattanooga, Okla.	23.3
i	Abril 15-18, 1900	Eufaw, Ala.	18.9
j	Julio 5-10, 1916	Bonifay, Fla.	24.4
k	Nov. 19-22, 1934	Millry, Ala.	20.6

TABLA 4.36
VALORES MAXIMOS PROBABLES DE PRECIPITACION-AREA-DURACION,
EN MILIMETROS.
(Punto de rocío 25.6°C)

AREA, EN Km ²	DURACION, EN HORAS					
	1	3	6	12	18	24
PUNTUAL	422	711	988	1,372	1,664	1,908
26	236	503	762	795	1,016	1,082
259	160	394	523	737	909	986
518	147	361	478	716	879	958
1,294	124	315	411	688	831	914
2,590	104	267	358	632	767	846
5,178	-	-	300	495	630	693
12,944	-	-	216	297	376	434

Fig. 4. 47
CURVAS PRECIPITACION—AREA—DURACION CORRESPONDIENTES
A LOS DATOS DE LA TABLA 4. 35.



Con la idea anterior se ha formulado un método empírico para estimar la precipitación máxima probable en 6 horas, a partir de la lluvia de igual duración y período de retorno 100 años; la Fig. 4.49 (20,1-18) de la página siguiente, muestra la relación o cociente entre la precipitación máxima probable y la lluvia de 100 años de frecuencia, ambas de 6 horas de duración. En la Fig. 4.48 se observa que los valores mínimos (del orden de 4) de la relación se presentan en las costas y aumenta a medida que se avanza hacia el interior del continente, presentando sus valores máximos (del orden de 8) en las zonas áridas.

4.10.4.4 USO DE GRÁFICAS DE PRECIPITACION MÁXIMA PROBABLE DE U.S.A. Y MEXICO. En la parte norte de nuestro país es bastante factible utilizar las gráficas de precipitación máxima probable, construidas para U.S.A. por el Weather Bureau principalmente, con sólo extrapolarlas un poco.

Como ejemplos de tales gráficas se tienen las Figuras 4.50 y 4.51 de la página 4-85, de las cuales la segunda presenta gráficas Area-Duración auxiliares para corregir la precipitación máxima probable leída en dicha figura y poder obtener su valor para duraciones de 6, 12, 24 y 48 horas y áreas de cuenca variando de 25 a 2,590 Km² (1,000 mi²), de acuerdo a la zona. En la Fig. 4.51 se han presentado únicamente las gráficas auxiliares cuyas zonas tienen similitud con la porción norte de la República Mexicana.

Por otra parte, dentro del Boletín de Tormentas Máximas y Probables en 24 horas - editado por la Subdirección de Hidrología de la S.A.R.H., se tiene incluido un mapa de curvas isomáximas de precipitación máxima en 24 horas y período de retorno 10,000 años, el cual definitivamente puede ser considerado como mapa de precipita

ción máxima probable, dada la magnitud del período de retorno asignado.

Fig. 4.48
CURVAS PRECIPITACION - AREA - DURACION CORRESPONDIENTES
A LOS DATOS DE LA TABLA 4.36.
 (C. J. Wiesner, 1970)

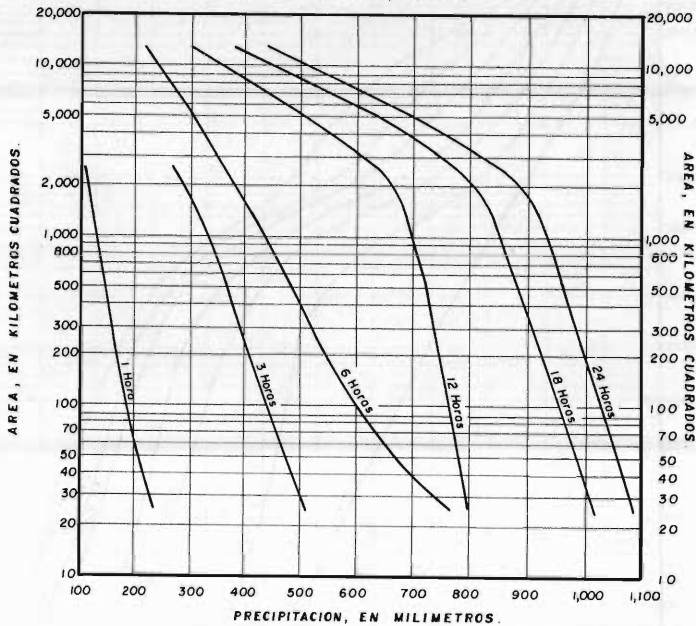


Fig. 4.49
RELACION ENTRE LA PMP EN 6 HORAS Y 25 Km² Y LA LLUVIA DE IGUAL
DURACION DE PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS.

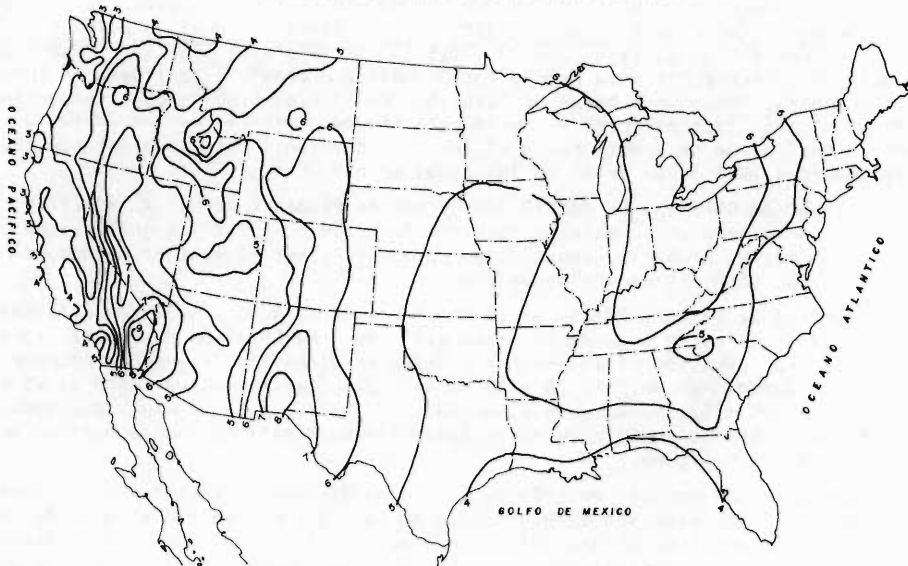


Fig. 4.50
 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE EN 24 HORAS Y 25 Km², EN PULGADAS

(U.S. Weather Bureau)

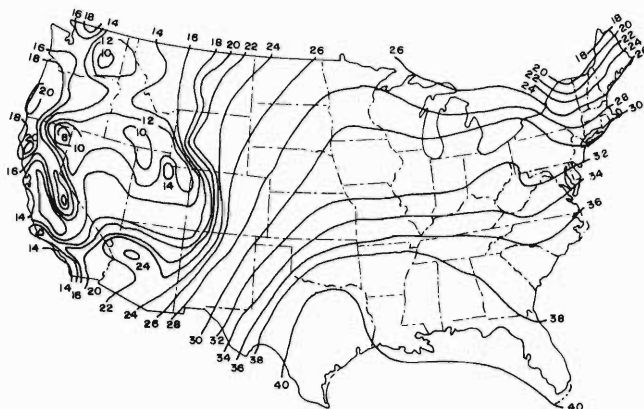
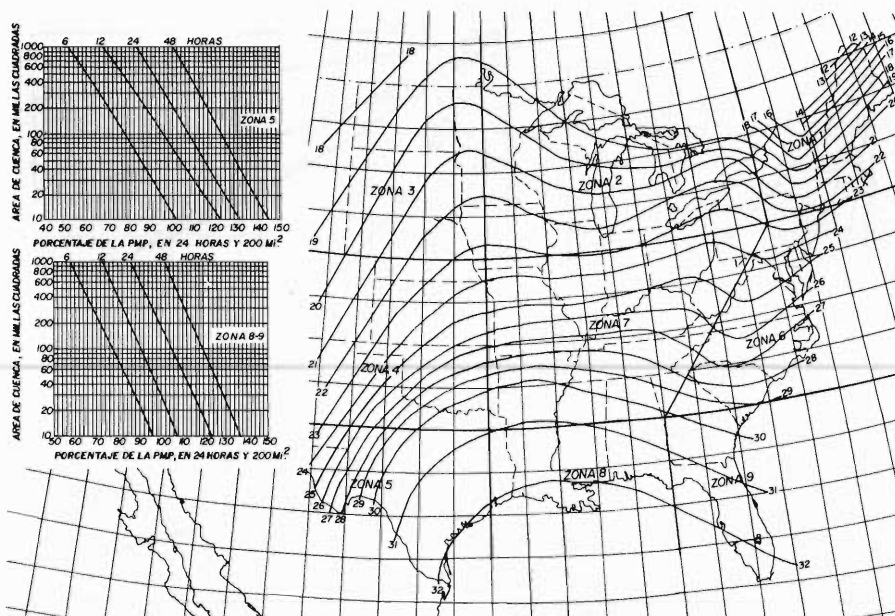


Fig. 4.51
 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE EN 24 HORAS Y 200 MILLAS CUADRADAS, EN PULGADAS.

(U.S. Weather Bureau)



4.10.5 METODO ESTADISTICO DE ESTIMACION DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.

4.10.5.1 UTILIDAD DEL METODO ESTADISTICO. El método estadístico de estimación de la precipitación máxima probable, fue desarrollado alrededor de 1960 por David M. Hershfield, puede ser empleado siempre y cuando se disponga de suficientes datos de precipitación máxima diaria y es particularmente útil para realizar estimacio-

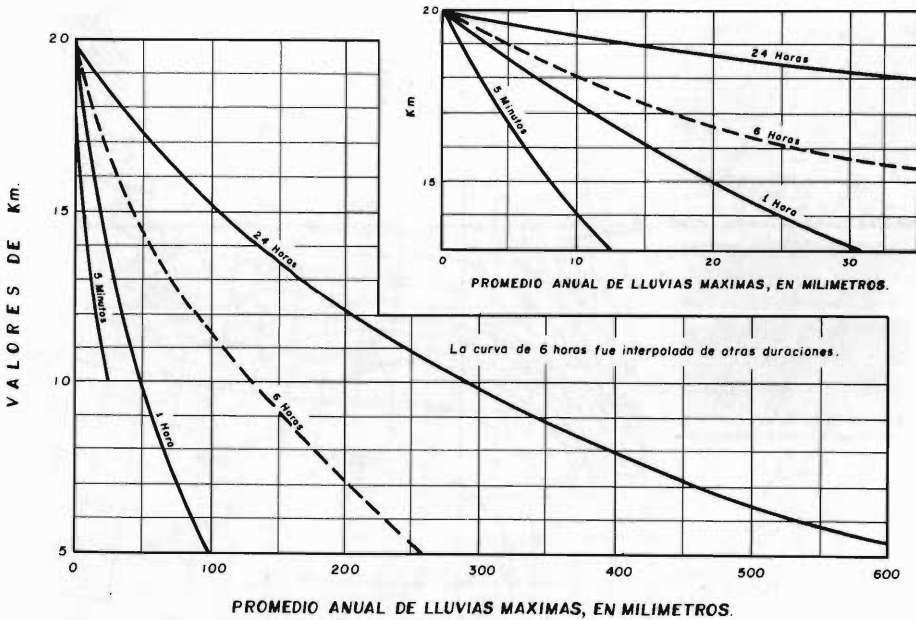
nes rápidas, o donde los datos meteorológicos, tales como punto de rocío y registros de viento no existen o son insuficientes. El método básicamente permite realizar estimaciones rápidas de la precipitación máxima probable en cuencas no mayores de 1,000 Km² (50,95).

El método de Hershfield es especialmente aplicable en nuestro país, ya que solamente emplea los registros de lluvia máxima diaria, recomendándose, de ser posible, el uso de registros no menores de 20 años o cuando menos mayores a 10 años, pues los de menor longitud no se deben emplear (50,106).

4.10.5.2 BASES DEL METODO. El método está basado en la ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia (inciso B.1.3 del Anexo B), de la cual, el factor de frecuencia K_m fue evaluado a través de los registros de lluvia en 24 horas de 2,600 estaciones, el 90% de ellas en U.S.A. (50,95). El valor máximo encontrado para K_m fue 15 para todas las estaciones, e inicialmente fue considerado independiente de la magnitud de la lluvia, sin embargo, posteriormente Hershfield encontró que variaba inversamente con la lluvia, así el valor de 15 es bastante alto para zonas con lluvias intensas y muy bajo para las zonas áridas.

Los valores de K_m para otras duraciones diferentes a 24 horas fueron determinados posteriormente y su variación se muestra en la Fig. 4.52 (50,96) siguiente.

Fig. 4.52
 **K_m EN FUNCION DE LA DURACION DE LA LLUVIA
 Y DE SU VALOR MEDIO ANUAL.**
 (D. M. Hershfield).



Entonces, en el método estadístico la precipitación máxima probable se estima con la ecuación siguiente:

$$PMP = X_n + K_m \cdot S_n \quad (4.33)$$

en donde:

PMP = precipitación máxima probable diaria, en milímetros.

X_n, S_n = media y desviación típica, respectivamente, de la serie anual de lluvias máximas diarias, previamente corregidas por valor máximo observado en la serie y longitud de registro.

K_m = factor de frecuencia, función de la lluvia media anual de las máximas diarias y de la duración en horas de la PMP que se estima, por supuesto, 24 horas.

4.10.5.3 METODOLOGIA DE APLICACION. La secuela de aplicación del método de D.M. - Hershfield se describe a través de 9 pasos, que son los siguientes:

PASO 1) En base al registro disponible de lluvias máximas diarias mensuales, se integra una serie anual (inciso 4.6.4.2).

PASO 2) A la serie anual formada se le suprime el evento máximo (designado por m), formándose dos series de (n) y (n-m) datos o eventos. A cada serie se les calcula su media (\bar{x}_n, \bar{x}_{n-m}) y desviación típica (s_n, s_{n-m}), por medio de las ecuaciones A.10 y A.12 del Anexo A.

PASO 3) Se determina el valor de K_m (factor de frecuencia) por medio de la Fig. - 4.52 de la página anterior, en base a la media de la serie anual (\bar{x}_n) y a la duración que se analiza (24 horas).

El cálculo de K_m en base a la Fig. 4.52 puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y a valores muy bajos para otras áreas, por lo cual se recomienda el siguiente procedimiento, que se inicia calculando los valores de K_m para todos los registros disponibles en la zona, por medio de la ecuación 4.33 modificada, ésta es (26,2.100):

$$P_{\text{máx}} = \bar{P} + K_m \cdot S \quad (4.34)$$

siendo:

$P_{\text{máx}}$ = precipitación máxima del registro anual disponible de lluvias máximas diarias, en milímetros.

\bar{P}, S = media y desviación típica de las lluvias máximas diarias del registro anual disponible, en milímetros.

K_m = factor de frecuencia (incógnita), adimensional.

Los valores de K_m calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las ordenadas contenga a los valores de K_m contra las magnitudes de \bar{P} en las abscisas. Con tal gráfica se podrá trazar una curva envolvente que definirá los valores de K_m a usar en la zona y que permitirá verificar o corregir el valor calculado con ayuda de la Fig. 4.52.

Lógicamente, la garantía de los resultados obtenidos con la curva envolvente dependerá del número de registros utilizados para trazarla y sobre todo de sus amplitudes (número de años de registro).

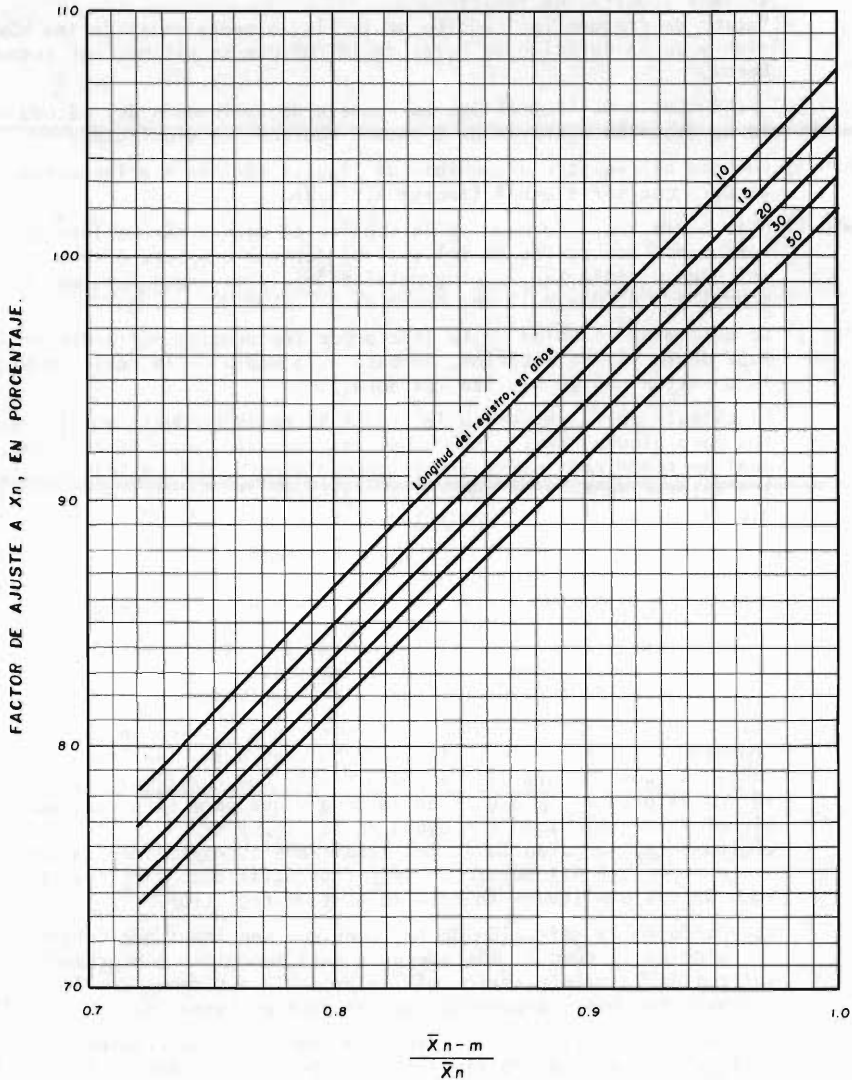
Abundando en la selección de K_m , conviene mencionar que Hershfield obtuvo un valor de 15 como el más adecuado para encontrar concordancia entre los valores de la precipitación máxima probable estimados con la ecuación 4.33 y los de los mapas preparados por el Weather Bureau para U.S.A. (16,548).

PASO 4) En seguida, se ajustan o corrigen la media y la desviación típica de la serie anual, por máxima lluvia observada, con auxilio de la Fig. 4.53 de la página siguiente y la Fig. 4.54 de la página 4-89, respectivamente, en función de la longitud de registro (n) en años y de las relaciones:

$$\frac{(\bar{x}_{n-m})}{(\bar{x}_n)} \quad \text{y} \quad \frac{(s_{n-m})}{(s_n)}$$

PASO 5) Ahora se ajustan o corrigen la media y la desviación típica de la serie anual por tamaño de muestra (longitud de registro), con auxilio de la Fig. 4.55 de la página 4-90, teniendo en cuenta solamente el número de años de registro (n).

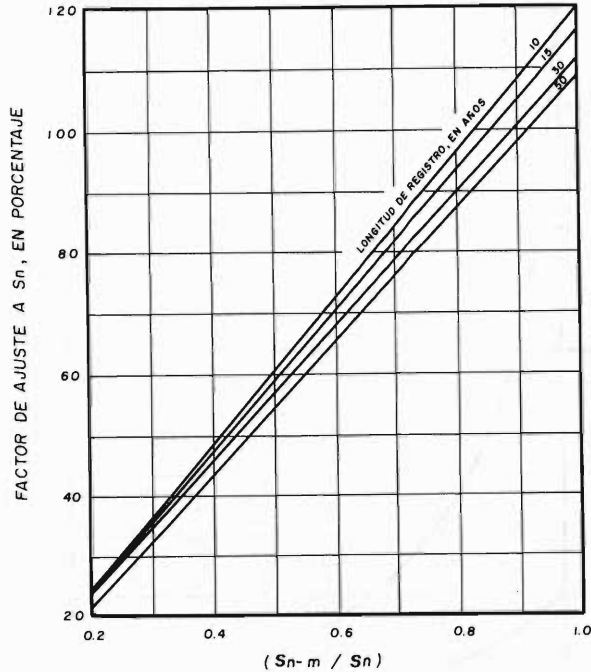
Fig. 4. 5 3
AJUSTE DE LA LLUVIA MEDIA ANUAL (X_n) POR
LLUVIA MÁXIMA OBSERVADA.
 (D. M. Hershfield).



- PASO 6) Los valores de la media (\bar{x}_n) y la desviación típica (s_n) corregidos por máxima precipitación observada y amplitud de registro, conducen a los valores de X_n y S_n de la ecuación 4.33; pudiéndose calcular ahora la magnitud de la precipitación máxima probable en un día, con la ecuación citada.
- PASO 7) En seguida, la precipitación máxima probable calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos utilizados para evaluarla son lluvias diarias medidas cada 24 horas, entonces el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por 1.13, ya que los datos (lluvias máximas diarias) fueron medidos en un único intervalo. Menores -

correcciones o ajustes se requieren cuando las lluvias máximas observadas de cualquier duración son determinadas en dos o más intervalos fijos. Por ejemplo, si las lluvias máximas de 6 y 24 horas son determinadas en 6 y 24 intervalos consecutivos de 1 hora cada uno, se requieren ajustes de -- 1.02 y 1.01, respectivamente, de acuerdo a la Fig. 4.56 de la página 4-91 (44,81).

Fig. 4.54
**AJUSTE A LA DESVIACION TIPICA S_n , DE LA
 SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS.**
 (D. M. Hershfield).



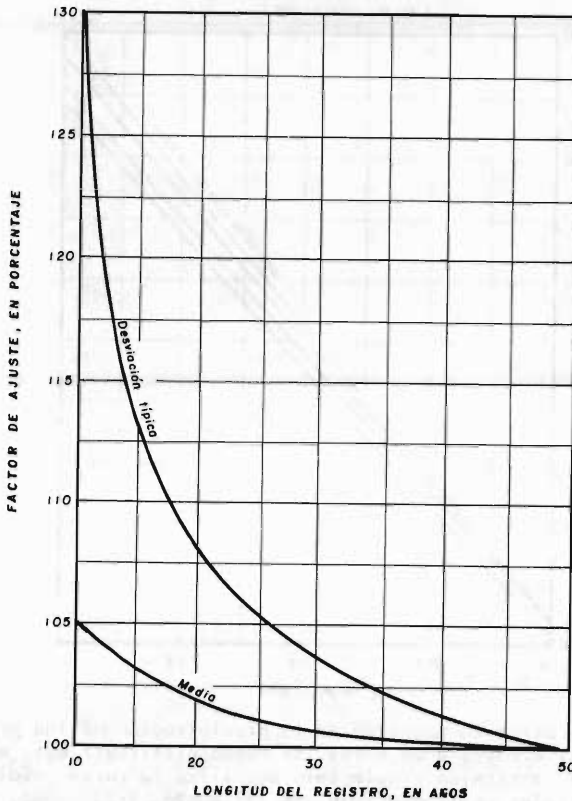
- PASO 8) Cuando se necesite la magnitud de la precipitación máxima probable para duraciones diferentes a 24 horas, se puede distribuir ésta en el tiempo, por medio de la técnica siguiente: se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia (tabla 4.32, página 4-78), dada en la Fig. -- 4.57 de la página 4-91 (que es equivalente a la Fig. 4.45), localizándose en la duración de 24 horas el valor corregido de la precipitación máxima probable y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial, se podrán leer apoyándose en tal recta, las magnitudes de precipitación máxima probable para cualquier duración.
- PASO 9) Por último, se realiza el ajuste o corrección de la precipitación máxima probable puntual, por magnitud de cuenca (inciso 4.9.1), lo anterior, por medio de la Fig. 4.58 (50,101) de la página 4-92, tomando en cuenta la du ración analizada y la magnitud de cuenca o área del proyecto, en Km^2 .

EJEMPLO 4.15:

Estimar la precipitación máxima probable en 6 y 24 horas, por medio de los criterios empíricos y el método estadístico, para la cuenca ($322 Km^2$) del proyecto de riego 'Las Piedras', Tamaulipas, cuyas coordenadas geográficas son: longitud 98°

47' W.G. y latitud 26° 07' N. Se dispone del registro de 39 años de lluvias máximas diarias en la estación COMALES, Tamps., que es la de mayor registro de entre las más cercanas al proyecto.

Fig. 4.55
**AJUSTE A LA MEDIA Y DESVIACION TIPICA DE LA
 SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS.**
 (D. M. Hershfield).



SOLUCION: Los resultados de los métodos empíricos sirven primordialmente para tener una idea del orden de magnitud de la precipitación máxima probable que se calcula y para acotar su valor extremo. A continuación se resumen los resultados de los criterios empíricos:

De la Tabla 4.33: $PMP_6 = 633$ mm (valor interpolado).
 $PMP_{24} = 1,019$ mm (valor mínimo de los valores reportados)

las magnitudes anteriores, al ser corregidas por tamaño de cuenca (322 Km²), de acuerdo a la Fig. 4.58 de la página siguiente, se transforman en:

$PMP_6 = 557$ mm
 $PMP_{24} = 937$ mm

De la Tabla 4.34 y Fig. 4.46: $PMP_6 = 798$ mm

De la Fig. 4.47: $PMP_6 = 480$ mm
 $PMP_{24} = 890$ mm

Fig. 4.56
 AJUSTE POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACION.
 (L. L. WEISS).

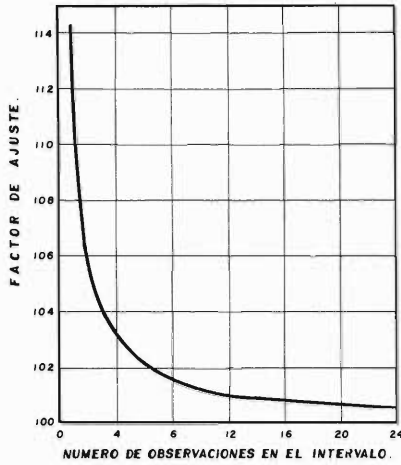
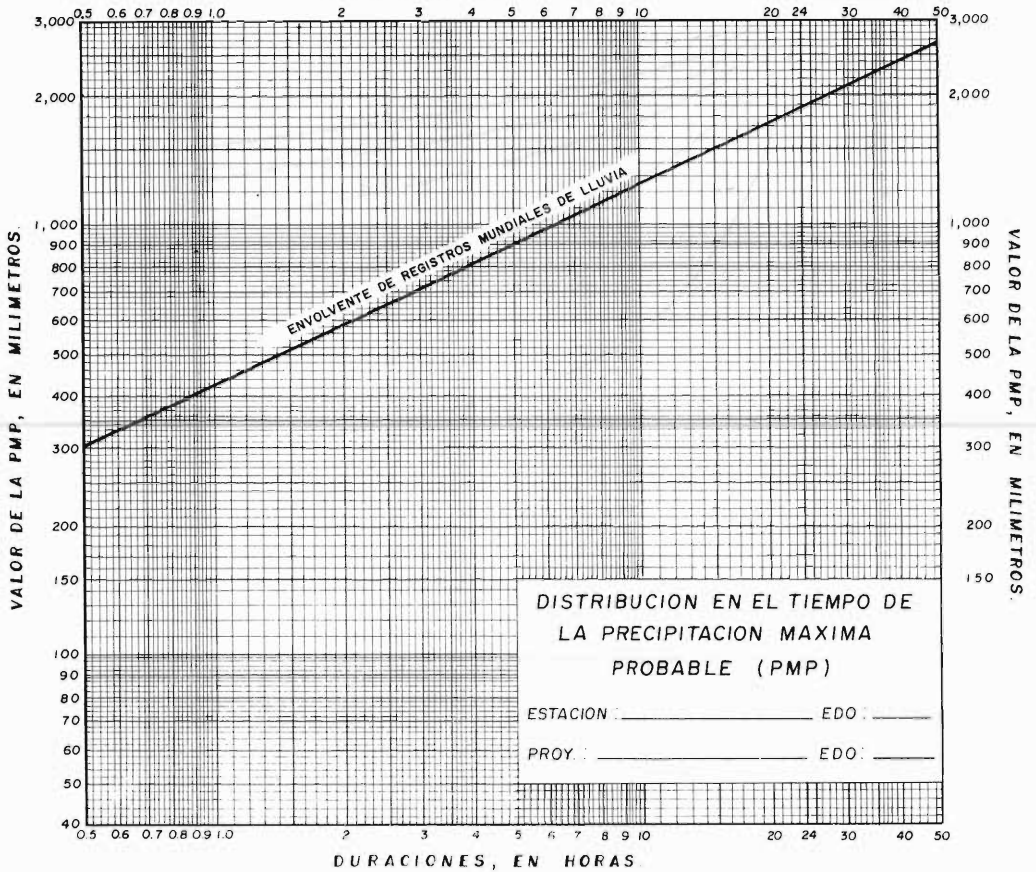


Fig. 4.57
 DURACIONES, EN HORAS.



De la Fig. 4.48: $PMP_6 = 510 \text{ mm}$
 $PMP_{24} = 980 \text{ mm}$

Para utilizar la Fig. 4.49, primeramente se integra a partir del registro de lluvias máximas diarias una serie anual, la cual se ha concentrado en la Tabla 4.37 de la página siguiente, en seguida aplicando el criterio de extrapolación (inciso 4.6.6) se obtiene el valor de la lluvia máxima diaria y período de retorno 100 años, magnitud que al ser multiplicada por 1.13 (inciso 4.6.8.1) y por 0.61 (según Tabla 4.24, página 4-59), conduce a la lluvia máxima en 6 horas y período de retorno 100 años, tal valor es:

$$(P_{6hr})_{100 \text{ años}} = 141.3 \text{ mm}$$

A continuación se determina la relación indicada en la Fig. 4.49, para la zona -- del proyecto, en este caso igual a 4.60, entonces, la precipitación máxima probable puntual en 6 horas será:

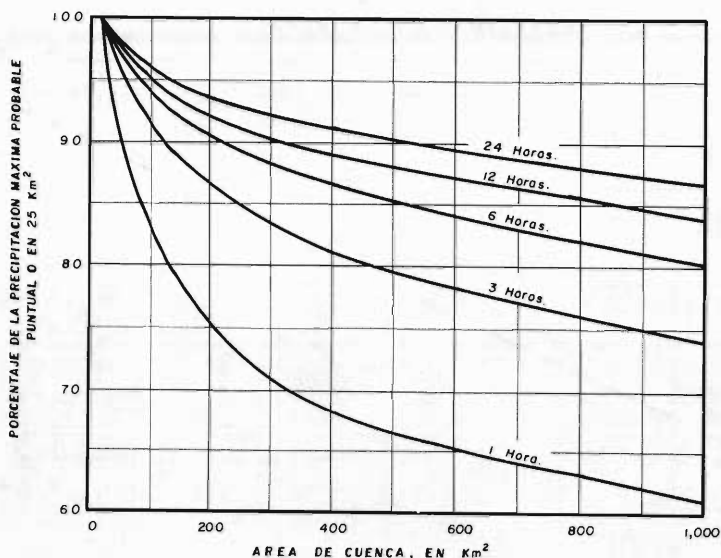
$$PMP_6 = (4.60)(141.3) = 650.0 \text{ mm}$$

valor que al ser ajustado por magnitud de cuenca (322 km^2), de acuerdo a la Fig. 4.58 siguiente, se transforma en:

$$PMP_6 = 372 \text{ mm}$$

Fig. 4.58

CURVAS AREA — REDUCCION PARA LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE



De la Fig. 4.51 se obtiene para la zona del proyecto una precipitación máxima probable en 24 horas y área de 200 mi^2 igual a 31.5 pulgadas, valor que de acuerdo a la figura auxiliar de la zona 5 se transforma en:

$$PMP_6 = 23.6 \text{ pulgadas} = 599 \text{ mm}$$

$$PMP_{24} = 33.4 \text{ pulgadas} = 848 \text{ mm}$$

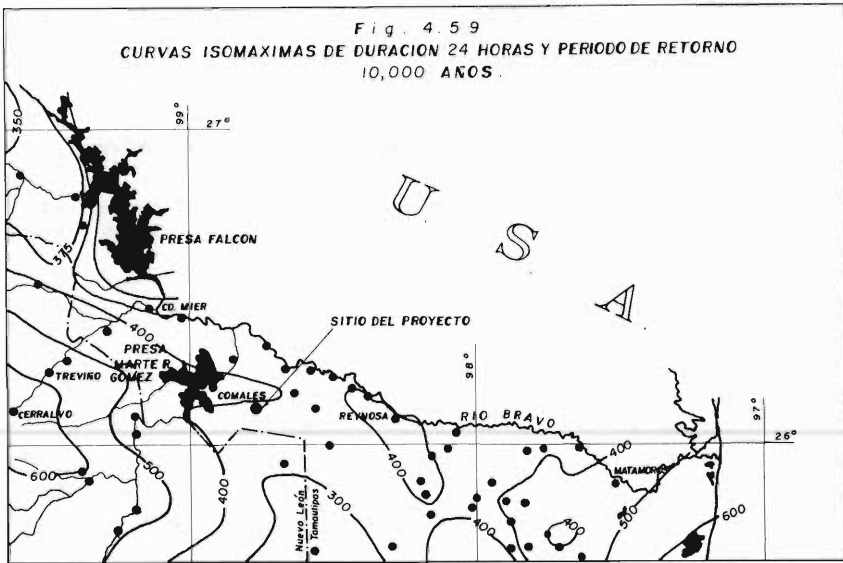
Por último, en la Fig. 4.59 de la página siguiente se reproduce una porción del - mapa de curvas isomáximas de 24 horas y período de retorno 10,000 años de la Subdirección de Hidrología de la S.A.R.H., en el cual se determina para la cuenca -- del proyecto:

$$PMP_{24} = 400 \text{ mm}$$

TABLA 4.37

SERIE ANUAL DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA COMALES, EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS

AÑO	FECHA	PRECIPITACION EN mm	AÑO	FECHA	PRECIPITACION EN mm	AÑO	FECHA	PRECIPITACION EN mm
1938	28 AGOSTO	102.0	1951	13 SEPTIEMBRE	105.2	1964	16 SEPTIEMBRE	105.0
1939	7 JUNIO	40.8	1952	7 JUNIO	25.5	1965	20 OCTUBRE	149.7
1940	19 AGOSTO	87.6	1953	27 AGOSTO	77.5	1966	14 OCTUBRE	84.1
1941	9 SEPTIEMBRE	98.4	1954	25 JUNIO	69.5	1967	21 SEPTIEMBRE	302.0
1942	14 SEPTIEMBRE	67.2	1955	31 AGOSTO	60.0	1968	20 ABRIL	73.7
1943	9 OCTUBRE	59.1	1956	15 MAYO	49.5	1969	12 JUNIO	93.7
1944	22 AGOSTO	92.0	1957	27 ABRIL	99.0	1970	24 JUNIO	70.7
1945	3 OCTUBRE	66.2	1958	18 AGOSTO	65.7	1971	2 AGOSTO	102.3
1946	8 JUNIO	40.9	1959	9 SEPTIEMBRE	28.5	1972	23 SEPTIEMBRE	55.3
1947	1 AGOSTO	65.3	1960	11 AGOSTO	87.5	1973	13 JUNIO	85.5
1948	9 SEPTIEMBRE	126.0	1961	4 SEPTIEMBRE	57.2	1974	7 AGOSTO	97.7
1949	11 MAYO	48.6	1962	26 SEPTIEMBRE	80.3	1975	31 AGOSTO	63.0
1950	19 ABRIL	56.3	1963	26 OCTUBRE	39.7	1976	18 SEPTIEMBRE	58.3



De todos los resultados anteriores, lógicamente tendrán más peso aquéllos que fueron deducidos para la zona del proyecto, posteriormente los que proceden de datos de U.S.A. y finalmente los mundiales, entonces, los valores concluidos de precipitación máxima probable (PMP) para el proyecto son:

$$PMP_6 = 400 \text{ mm}$$

$$PMP_{24} = 650 \text{ mm}$$

La aplicación del método estadístico se lleva a cabo siguiendo los pasos de su metodología de aplicación, esto es:

Paso 1) A partir del registro de lluvias máximas diarias disponible en la estación Comales, Tamps., se integró la serie anual que se presentó en la Tabla --

4.37 de la página anterior.

Paso 2) Para los valores de la serie anual (Tabla 4.37) se han calculado los siguientes parámetros:

$$\begin{array}{lll} n = 39 & \bar{x}_n = 80.426 \text{ mm} & \bar{x}_{n-m} = 74.595 \text{ mm} \\ m = 302.0 \text{ mm} & s_n = 44.878 \text{ mm} & s_{n-m} = 26.582 \text{ mm} \end{array}$$

Paso 3) En la Fig. 4.52 se determina $K_m = 15.9$ para 24 horas y $\bar{x}_n = 80.4$ mm.

Paso 4) Se evalúa: $(\bar{x}_{n-m})/(\bar{x}_n) = (74.595/80.426) = 0.9275$

Con el valor anterior y una longitud de registro de 39 años, se obtiene en la Fig. 4.53 de la página 4-88, un factor correctivo de 0.952 para la media por máxima precipitación observada.

Ahora: $(s_{n-m})/(s_n) = (26.582/44.878) = 0.5923$

Con el valor anterior y una longitud de registro de 39 años, se obtiene en la Fig. 4.54 de la página 4-89, un factor correctivo de 0.660 para la desviación típica por máxima precipitación observada.

Paso 5) En base a la longitud de registro (39 años) se obtienen en la Fig. 4.55 de la página 4-90, los factores correctivos de la media y la desviación típica por tamaño de muestra, éstos son: 1.002 y 1.016, respectivamente.

Paso 6) Entonces, de acuerdo a los pasos 2,3,4 y 5 se tiene;

$$\begin{array}{l} X_n = (0.952)(1.002)(80.426) = 76.719 \text{ mm} \\ S_n = (0.660)(1.016)(44.878) = 30.093 \text{ mm} \end{array}$$

por lo cual:

$$PMP_{\text{diaria}} = 76.719 + (15.9)(30.093) = 555.2 \text{ mm}$$

Paso 7) La precipitación máxima probable puntual se corrige por intervalo fijo y único de observación, esto es:

$$PMP_{24} = 627.4 \text{ mm}$$

Paso 8) Con auxilio de la Fig. 4.57 se determina la precipitación máxima probable puntual en 6 horas, igual a 325.0 mm.

Paso 9) Por último, se corrigen los valores de precipitación máxima probable, por tamaño de cuenca (322 Km^2) en base a la Fig. 4.58 de la página 4-92, obteniéndose:

$$PMP_6 = 286.0 \text{ mm} \quad PMP_{24} = 577.2 \text{ mm}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos con los criterios empíricos y el método estadístico, se pueden adoptar los valores siguientes de precipitación máxima probable para la cuenca del proyecto:

$$PMP_6 = 350 \text{ mm} \quad PMP_{24} = 600 \text{ mm}$$

4.11 RESUMEN DEL CAPITULO.

Este capítulo puede considerarse constituido por cuatro partes, cada una de las cuales, abarca el estudio de ciertos aspectos importantes de la precipitación, como se describe a continuación:

- 1a. Inicialmente se describen todos los aspectos que influyen en la medición de la precipitación, desde el tipo de aparato utilizado, hasta la densidad necesaria de ellos en una cuenca, haciendo comentarios en relación al estado de la red pluviométrica de México.
- 2a. Enseguida se han presentado las diversas técnicas que se pueden utilizar para la estimación de registros faltantes de precipitación, a nivel diario, mensual y anual, continuando con las técnicas de análisis de los registros anuales, que comprenden desde el análisis de homogeneidad, hasta las estimaciones de precipitación promedio sobre un área.

- 3a. Posteriormente se desarrollan las metodologías para la estimación de las curvas P-D-Tr y para la construcción de las curvas I-D-Tr y P-A-D.
- 4a. Finalmente se exponen diferentes conceptos sobre la precipitación máxima probable, incluyendo su estimación por medio de criterios empíricos y a través del método estadístico de David M. Hershfield.

Todo el material que se ha expuesto en este capítulo es fundamental para el procesamiento de los diversos tipos de registros de precipitación, como puntos de partida de las estimaciones del escurrimiento y de los análisis de avenidas máximas, ya que las curvas I-D-Tr y P-A-D engloban las características de las tormentas -- que ocurren en una región determinada.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. ATALA B.,G. y MONFORTE O.,A.M. " Proyecto de Instrumentación Pluviográfica de la República Mexicana ". Ponencia presentada en el VI Congreso Nacional de Hidráulica, volumen II, páginas 331 a 343. Mérida, Yucatán, México. 1980.
2. BELL, F.C. " Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships ". Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 95, No. HY1, paper --- 6357, January, 1969.
3. BRUCE, J.P. and CLARK, R.H. " Introduction to Hydrometeorology ". Chapter 8: - Frequency Used Analysis Methods, page 135 to 205. Pergamon Press Ltd. London, Great Britain. Reprinted 1977.
4. CAMPOS A., D.F. " Cálculo de las Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno, a partir de Registros de Lluvia Máxima en 24 horas y Relaciones Duración-Lluvia Promedio ". Subdirección Regional Noreste de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural, S.A.R.H. San Luis Potosí, S.L.P., México. Septiembre 1978. (25 páginas).
5. CHOW, V.T. " Statistical and Probability Analysis of Hydrologic Data. Part 1: Frequency Analysis ". Section 8-1, page 8-1 to 8-42 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, N. Y., U.S.A. 1964.
6. DOMINGUEZ M., R. " Red Hidrológica. Elementos Básicos ". Documento No. 3 de la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, S.A.R.H. México, D.F. Reimpresión de la primera edición, julio de 1977. (35 páginas).
7. DOORENBOS, J. " Agro-meteorological Field Stations ". Chapter 8: Interpretation and Use of Data, page 80 to 90. Irrigation and Drainage Paper No. 27, Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy. 1976.
8. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning ". Chapter 2: -- Precipitation, (Part II, Hydrology), page 35 to 82. W.H. Freeman and Company. - San Francisco, U.S.A. 1978.
9. EAGLESON, P.S. " Dynamic Hydrology ". Chapter eleven: Precipitation, page 159 to 209. McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. 1970.
10. GILMAN, C.S. " Rainfall ". Section 9, page 9-1 to 9-68 in the Handbook of --- Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. 1964
11. FRANCO, V. y DOMINGUEZ M.,R. " Precipitación ". Sección A. Hidrotecnia, Tema 1. Hidrología, Capítulo 2, Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones Eléctrica, Comisión Federal de Electricidad. México, D.F.
12. GOSWAMI, A.C. " Short Duration Rainfall Depth-Duration-Frequency Map of India " page 48 to 56 Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology. Fort Collins, CO., U.S.A. Water Resources Publications, September 1973.
13. HATHAWAY, G.A. " Design Drainage Facilities ". Transactions of the ASCE, Vol. 110, pp. 697 to 730, 1945.
14. HERAS, R. " Hidrología y Recursos Hidráulicos ". Capítulo 1: Estadística Aplicada a la Hidrología, inciso 1.1: Método de Dobles Acumulaciones, páginas 3 a

- 13 e inciso 1.8: Métodos de Estimación de Crecidas, páginas 372 a 582. Publicación 120 del Centro de Estudios Hidrográficos, Dirección General de Obras - Públicas. Tomo I. Madrid, España. 1976.
15. HERSHFIELD, D.M. " Extreme Rainfall Relationships ". Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 88, No. HY6, page 73 to 92. November, -- 1962.
 16. HERSHFIELD, D.M. " Estimating the Probable Maximun Precipitation ". Transactions of the ASCE, Vol. 128, Part 1, paper 3431, page 534 to 556. 1963.
 17. HERSHFIELD, D.M. and WILSON, W.T. " Generalizing of Rainfall-Intensity-Fre---quency Data ". Page 499 to 506, publication No. 43 of the International Association of Scientific Hydrology, General Assembly of Toronto, 3-14 Sept. 1957 Gentbrugge, Belgique. 1958.
 18. HERSHFIELD, D.M. and WILSON, W.T. "A Comparison of Extreme Rainfall Depths -- from Tropical and Nontropical Storms ". Journal of Geophysical Research, Vol. 65, No. 3, March 1960.
 19. JAUREGUI O., E. " Hacia una Planeación de la Red Meteorológica Nacional ". páginas 97 a 112, Revista Recursos Hidráulicos, Vol. II, No. 1. México, D.F. -- 1973.
 20. KIRPICH, P.Z. " Hydrology ". Section 1, page 1-1 to 1-46 in the Handbook of - Applied Hydraulics, editor-in-chief C.V. Davis and Co-editor K.E. Sorensen. - McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. Third edition, 1969.
 21. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ". Capítulo 3: Precipitación, páginas 45 a 88 y capítulo 11: Probabilidad en Hidrología: una base para diseño, páginas 281 a 310. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. Segunda edición 1977.
 22. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULHUS, J.L.H. " Applied Hydrology ". Chapter 6: Precipitation, page 59 to 125. McGraw-Hill Book Company and Kogakusha Company. Tokyo, Japan. 1949.
 23. MAISEL, L. " Probabilidad y Estadística ". Capítulo 6: Teoría del Muestreo, páginas 110 a 126. Fondo Educativo Interamericano, S.A. Bogotá, Colombia. 1973.
 24. MATHER, J.R. " Estimation of Areal Average Precipitation Using Different Network Densities and Averaging Techniques ". Publications in Climatology, Vol. XXVIII, Number 2, C.W. Thornthwaite Associates, Laboratory of Climatology. -- New Jersey, U.S.A. 1975.
 25. MATHER, J.R. " Workbook in Applied Climatology ". Publications in Climatology, Vol. XXX, Number 1, C.W. Thornthwaite Associates, Laboratory of Climatology. New Jersey, U.S.A. 1977
 26. MCKAY, G.A. " Precipitation ". Section II in the Handbook on the Principles - of Hydrology, editor-in-chief Donald M. Gray, page 2.1 to 2.111. Water Information Center Publications. Huntington, N.Y., U.S.A. Reprinted 1973.
 27. MORENO ROBLES, R. " Instructivo para la Operación de Estaciones Climatológicas ". Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. México, D.F.

28. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " Guía de Prácticas Hidrometeorológicas ". Capítulo 2: Instrumentos y métodos de observación, páginas 11.1 a 11.91, Capítulo 3: Redes hidrometeorológicas, páginas 111.1 a 111.20 y Anexo A: Análisis Hidrológico, páginas A.1 a A.79. Secretaría de la O.M.M. Ginebra, Suiza. Segunda edición, 1970.
29. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " Glosario Hidrológico Internacional ". - WMO/OMM/BMO - No. 385. Secretaría de la O.M.M. Ginebra, Suiza. Primera edición, 1974.
30. PAULHUS, J.L.H. and GILMAN, C.S. " Evaluation of Probable Maximum Precipitation ". Transactions of the American Geophysical Union, Vol. 34, Number 5, page 701 to 708. October 1953.
31. RASCON CHAVEZ, O.A. " Estadística Descriptiva ". División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. Tercera edición, corregida y aumentada, Octubre de 1981.
32. RODDA, J.C. " The Precipitation Measurement Paradox - The Instrument Accuracy Problem ". Report No. 16 on WMO/IHD Projects. Secretariat of the World Meteorological Organization. Geneva, Switzerland. 1971.
33. RODDA, J.C. " The Rainfall Measurement Problem ". Extract of "Geochemistry, - Precipitation, Evaporation, Soil-moisture, Hydrometry". General Assembly of - Bern, International Association of Scientific Hydrology. Sept-Oct. 1967.
34. REICH, B.M. " Short-Duration Rainfall-Intensity Estimates and Other Design -- Aids for Regions of Sparse Data ". Journal of Hydrology, Vol. 1, No. 1, page 3 to 28. North-Holland Publishing Co., Amsterdam, The Netherlands. March 1963
35. SCHULZ, E.F. " Problems in Applied Hydrology ". Chapter 2: Application of Elementary Statistics in Hydrology, page 31 to 73. Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado, U.S.A. Revised 1976.
36. SIEGEL, S. " Estadística No Paramétrica ". Capítulo 6: El Caso de dos Muestras Independientes, páginas 120 a 186. Editorial Trillas. México, D.F. 1976.
37. SPRINGALL G.,R. y ARAMBURU, J.A. " Datos Hidrológicos y Geológicos ". Sección A del Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones de la - Industria Eléctrica, Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1970.
38. SPRINGALL G., R. " Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos ". Capítulo 8 del libro Hidrología de la Facultad de Ingeniería de la U. N.A.M. México, D.F. 1975.
39. THOM, H.C.S. " Some Methods of Climatological Analysis ". Technical Note No. 81, WMO - No. 199. TP. 103. Secretariat of the World Meteorological Organization. Geneva, Switzerland. Reprinted in 1971.
40. VARLET, H. " Presas de Embalse ". Tomo I, capítulo XXV: Cuencas de Alimentación. Precipitaciones, escorrentía y filtraciones, páginas 9 a 78. Editorial - Interciencia. Madrid, España. Primera edición, Enero 1971.
41. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and HARBAUGH, T.E. " Introduction to Hydrology ". Chapter 2: Precipitation, page 15 to 42. Harper & Row, Publishers. New York, N.Y., U.S.A. Second edition, 1977.

42. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". Chapter 2: Precipitation, page 16 to 53. McGraw-Hill Publishing Company Ltd. London, Great Britain. Second edition, 1975.
43. WIESNER, C.J. " Hydrometeorology ". Chapter eighteen: Estimating the PMP-Generalized Data-Empirical Formulae-Statistical Methods, page 213 to 225. Chapman and Hall Ltd. London, Great Britain. 1970.
44. WEISS, L.L. " Ratio of True Fixed-Interval Maximum Rainfall ". Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 90, No. Hy1, page 77 to 82. January, 1964.
45. WILLIAMS, G.R. " Hydrology ". Chapter IV, page 229 to 320 in the book Engineering Hydraulics, edited by Hunter Rouse. John Wiley & Sons, Inc. New York, N. Y., U.S.A. 1950.
46. WISLER, C.O. and BRATER, E.F. " Hydrology ". Chapter 4: Precipitation, page - 57 to 102. John Wiley & Sons, Inc. New York, N.Y., U.S.A. Second edition, 1959.
47. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " Climatic Change ". Technical Note No. 79, WMO - No. 195. TP. 100. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1966.
48. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " A Note on Climatological Normals ". Technical Note No. 84, WMO - No. 208. TP. 108. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1967.
49. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " Estimation of Maximum Floods ". Technical Note No. 98, WMO - No. 233. TP. 126. Chapter 2: Maximum Rainfall, page 9 to - 116. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1969.
50. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation ". Operational Hydrology Report No. 1, WMO - No. 332. Secretariat of the WMO. Geneva, Switzerland. 1973.

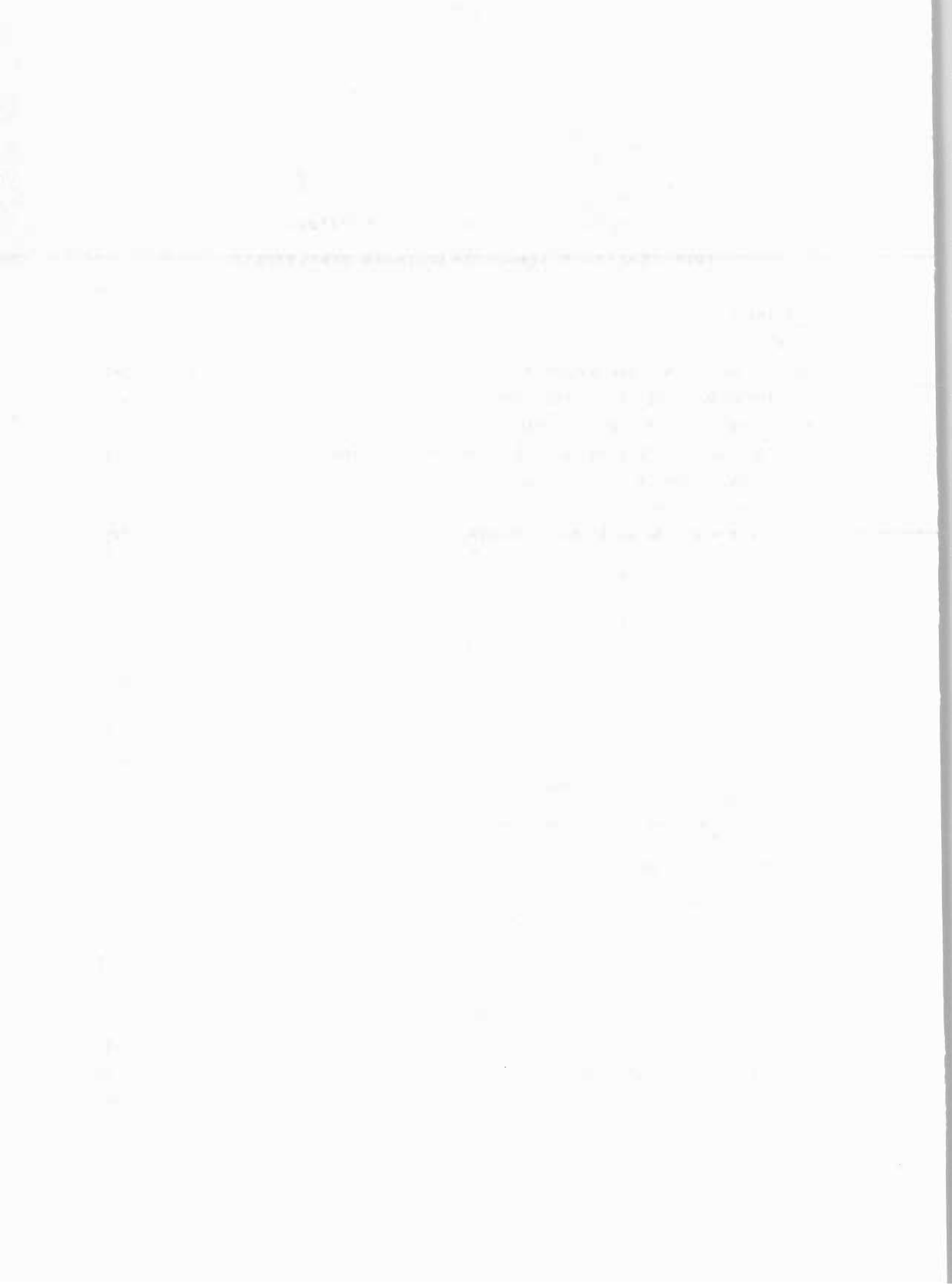
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. BATTAN, L.J. " El Radar Explora la Atmósfera ". Editorial Universitaria de Buenos Aires. Buenos Aires, Argentina. Segunda edición, 1965.
- B. BELL, F.C. " The Areal Reduction Factor in Rainfall Frequency Estimation ". Report No. 35 of the Institute of Hydrology of the Natural Environment Research Council. Wallingford, Oxon, England. December 1976.
- C. COURT, A. " Area-Depth Rainfall Formulas ". Journal of Geophysical Research, - Vol. 66, No. 6, page 1823 to 1831. June 1961.
- D. DOMINGUEZ, R., QUAAS, R. and LEGARIA, G. " Experiences in the Design and Installation of Telemetric Networks for Flood Forecasting ". Water International, Vol. 5, No. 3, page 3 to 6. Magazine of the International Water Resources Association. September 1980.
- E. HASHINO, M. " A Similar Storm Method on Filling Data Voids ". Page 161 to 173 - in the Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology, edited by D.A. Woolhiser, theme Decisions with Inadequate Hydrologic Data, September 1972, Fort Collins, Colorado. Water Resources Publications. Colorado, U.S.A. - 1973.

- F. HERSHFELD, D.M. " Method for Estimating Probable Maximum Precipitation ". Journal of the American Waterworks Association, Vol. 57, page 965 to 972. 1965.
- G. JARA L.,M. y PEÑA R.,F.J. " Un Nuevo Criterio para el Trazo del Hietograma de de una Tormenta ". Ponencia No. 207 de la Asociación Mexicana de Hidráulica. - IV Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro. Octubre de 1976.
- H. MILLER, J.F. " Probable Maximum Precipitation-The Concept, Current Procedures - and Outlook ". page 50 to 61 in the Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology, September 1972, Fort Collins, Colorado. Water Resources - Publications, Colorado, U.S.A. 1973.
- I. NATIONAL WEATHER SERVICE. " Automated Local Evaluation in Real Time. A Cooperative Flood Warning System for Your Community ". Hydrologic Services Division. Salt Lake City, Utah, U.S.A. Second printing, February 1981.
- J. RODRIGUEZ-ITURBE, I. and MEJIA, J.M. " On Transformation of Point Rainfall to -- Areal Rainfall ". Water Resources Research, Vol. 10, No. 4, page 729 to 735. August 1974.
- K. SCHWARZ, F.K. " A Proposal for Estimating Tropical Storm Probable Maximum Precipitation for Sparse Data Regions ". page 62 to 82 in the Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology, September 1972, Fort Collins, Colorado. Water Resources Publications, Colorado, U.S.A. 1973.
- L. WEISS, L.L. and WILSON, W.T. " Precipitation Gage Shields ". page 462 to 484, publication No. 43 of the International Association of Scientific Hydrology, General Assembly of Toronto, 3-4 Sept. 1957. Gentbrugge, Belgique. 1958.
- M. WIGBOUT, M. " Limitations in the Use of Double-Mass Curves ". Journal of Hydrology (N.Z.), Vol. 12, No. 2, page 132 to 138. 1973.

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 5:
INTERCEPCION Y ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.

	Página
<u>5.A INTERCEPCION.</u>	5-1
OBJETIVO.	5-1
5.1 INTRODUCCION Y DEFINICIONES.	5-1
5.2 IMPORTANCIA DE LA INTERCEPCION.	5-3
5.3 ASPECTOS FISICOS DEL PROCESO.	5-3
5.4 FACTORES QUE AFECTAN LA PERDIDA POR INTERCEPCION.	5-3
5.5 INTERCEPCION EN AREAS URBANAS.	5-5
5.6 MEDICION DE LA INTERCEPCION.	5-5
5.6.1 Medición de la Precipitación.	5-5
5.6.2 Medición de la Precipitación no Interceptada.	5-5
5.6.3 Medición del Flujo por los Tallos.	5-6
5.7 PERDIDAS POR INTERCEPCION EN DIFERENTES TIPOS DE VEGETACION.	5-6
5.7.1 Intercepción en Zonas Forestales.	5-6
EJEMPLO 5.1	5-8
5.7.2 Intercepción en Pastos.	5-8
5.7.3 Intercepción en Areas de Cultivo.	5-8
EJEMPLO 5.2	5-9
5.8 ECUACION GENERAL DE LAS PERDIDAS POR INTERCEPCION.	5-10
5.9 FORMULAS EMPIRICAS PARA ESTIMAR LA INTERCEPCION.	5-10
5.9.1 Fórmula de R.E. Horton.	5-11
EJEMPLO 5.3	5-12
5.9.2 Fórmulas de R.A. Merriam y M.R. Collings.	5-12
EJEMPLO 5.4	5-13
5.10 INTERCEPCION HORIZONTAL.	5-13
<u>5.B ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.</u>	5-13
OBJETIVO.	5-13
5.11 GENERALIDADES DEL PROCESO.	5-13
5.12 FACTORES QUE DETERMINAN SU MAGNITUD.	5-13
5.13 ECUACION DEL VOLUMEN ALMACENADO EN DEPRESIONES.	5-14
5.14 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.	5-15
5.15 RESUMEN DEL CAPITULO.	5-15
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	5-16
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	5-17



CAPITULO 5: INTERCEPCION Y ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.

5.A: INTERCEPCION.

OBJETIVO

La intercepción es el primer proceso hidrológico que actúa redistribuyendo y modificando la precipitación sobre un área, su determinación es especialmente útil para valuar la porción de la precipitación que finalmente llega al suelo, cantidad con la cual se desarrolla el resto del ciclo hidrológico de una cuenca o un área. La comprensión del fenómeno de la intercepción, la descripción de los factores que lo condicionan, sus técnicas y normas de medición y los criterios o métodos para su cuantificación, son el objetivo de la primera parte de este capítulo.

5.1 INTRODUCCION Y DEFINICIONES.

La cantidad de la precipitación que finalmente llega a la superficie del terreno depende enormemente de la naturaleza y densidad de la cubierta vegetal, si ésta existe, o de las características de la cobertura artificial (edificios, caminos y pavimentos de todos tipos). La cobertura, sea natural o artificial, intercepta parte de la precipitación, deteniéndola temporalmente en sus superficies, de ahí el agua es evaporada para regresar a la atmósfera durante o después de la tormenta, o bien, cae al terreno. Al proceso anterior se le conoce como INTERCEPCION y comprende tres principales componentes: las pérdidas por intercepción, la precipitación no interceptada y el flujo por los tallos (13,54)*. Los conceptos anteriores se detallan en las definiciones siguientes:

INTERCEPCION: Proceso por el cual la precipitación es detenida y retenida por la vegetación o las estructuras y se pierde por evaporación antes de alcanzar el suelo (10,137).

* El primer número entre paréntesis corresponde a la referencia bibliográfica utilizada y el segundo a su página consultada.

PERDIDA BRUTA POR INTERCEPCION: Cantidad de agua que es retenida por las superficies de las plantas y posteriormente evaporada o absorbida por la planta (13,54).

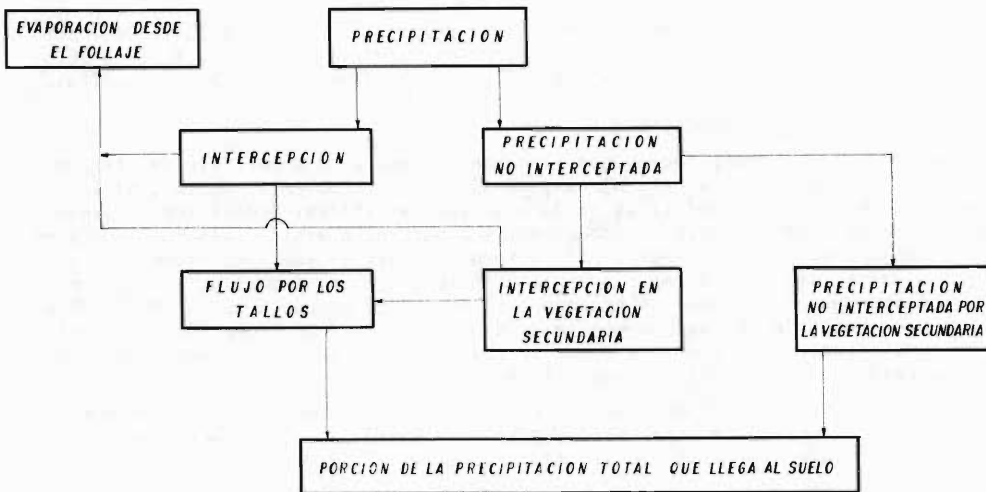
PERDIDA NETA POR INTERCEPCION: Parte de la precipitación retenida y evaporada -- por las superficies de las plantas y que no tiene efecto en el consumo de agua del suelo por la -- planta (1,3).

PRECIPITACION NO INTERCEPTADA: Parte de la precipitación que alcanza el suelo directamente a través de la vegetación, o por goteo de las hojas, ramas y tallos (10,253).

FLUJO POR LOS TALLOS: Es la cantidad de agua que escurre a lo largo de las ramas y finalmente desciende por el tronco a la superficie del terreno (13,54).

Conviene aclarar que la pérdida bruta por intercepción incluye el agua retenida -- por la vegetación secundaria o de piso, que puede consistir en pequeños arbustos, pasto o capa de humus (mantillo). Para tener una idea de la magnitud de la intercepción en la vegetación secundaria, a continuación se citan los resultados de J. P. Helvey y J.H. Patric (1965), quienes estimaron que en los bosques maduros del Oeste americano, aproximadamente el 25% de la lluvia total es interceptada por la cubierta del piso, durante la estación de desarrollo y el 3.5% durante la estación de descanso; por otra parte, Helvey calculó que la intercepción del mantillo de un bosque de pino variaba del 2 al 4% de la lluvia total (2,86). El proceso -- completo de intercepción se esquematiza en la Fig. 5.1 siguiente.

Fig 5.1
REPRESENTACION DEL PROCESO DE INTERCEPCION
(C González G , 1982)



Por último, conviene definir la llamada: RETENCION SUPERFICIAL, también conocida como: Almacenamiento Superficial, que se refiere a la porción de la precipitación que ni se infiltra ni genera escurrimiento superficial, durante el período de precipitación o inmediatamente después de él. Entonces, incluirá: 1o. la intercepción, 2o. el almacenamiento en depresiones (segunda parte del capítulo) y 3o. la evaporación durante la tormenta. Lógicamente, no incluye el agua que es almacenada temporalmente en el sistema de drenaje de la cuenca. La retención superficial tiene una magnitud importante, pudiendo variar de unos 12 a 38 milímetros para terrenos cultivados, pastizales y bosques (5,260).

5.2 IMPORTANCIA DE LA INTERCEPCION.

Quizás los dos problemas más comunes del hidrólogo sean: 1) La estimación de la avenida máxima que puede presentarse con una cierta frecuencia en un punto determinado de un río y 2) La estimación de los volúmenes escurridos a nivel mensual, anual o medio anual de una cuenca. Para la solución de estos dos tipos de problemas se emplean técnicas totalmente diferentes (15,192). Para el primero, se realizan estudios detallados de los hietogramas e hidrogramas disponibles, seguidos de un conocimiento minucioso de la capacidad de infiltración de la cuenca. La evaporación y la transpiración se desprecian debido al corto tiempo durante el cual se desarrolla el proceso y la intercepción y el almacenamiento en depresiones se ignoran debido a su reducida magnitud con respecto a las tormentas que se analizan.

En cambio, para solucionar los problemas del segundo tipo, se debe dar importancia a la retención superficial y en especial a la intercepción, en los estudios de balance hidrológico de cuencas.

La importancia de la intercepción ha sido destacada por varios autores, así por ejemplo, Helvey y Patric indican que en regiones forestales de clima húmedo, la intercepción anual puede ser del orden de 254 mm. (14,4.1); R.K. Linsley, M.A. Kohler y J.L.H. Paulhus reportan para zonas forestales y otras coberturas densas que la intercepción puede llegar a ser el 25% de la precipitación anual (5,260). En general se puede decir, que del 10 al 20% de la precipitación que cae durante la época de desarrollo de las plantas (árboles y pastos) es interceptada y regresada a la atmósfera por evaporación (12,61). Ver referencia recomendada A.

5.3 ASPECTOS FISICOS DEL PROCESO.

Cuando las primeras gotas de lluvia de una tormenta llegan a las hojas de las plantas, éstas son retenidas totalmente, como gotas o formando una fina película sobre la superficie de las hojas y ramas, hasta alcanzar la máxima capacidad de almacenamiento. Al llegar más agua a las hojas, se forman gotas en el borde inferior de las mismas y en ausencia de viento, caen por gravedad al vencer las fuerzas de tensión superficial (5,261). Después de que la vegetación ha sido saturada, la intercepción debería terminar, sin embargo continúa, debido a la evaporación que se realiza desde todas las superficies mojadas; en este instante, la cantidad de agua que llega al suelo es igual a la lluvia, menos la evaporación desde la cubierta vegetal. Al término de la tormenta, la vegetación queda saturada y toda esa humedad regresará a la atmósfera por evaporación.

Los efectos del viento en la intercepción siguen dos caminos distintos: 1o. reduce la capacidad de almacenamiento máximo y 2o. incrementa la velocidad de evaporación. Aparentemente, las altas velocidades del viento tienden a aumentar la intercepción total durante tormentas de larga duración y a reducirla durante las de corto intervalo (6,211).

5.4 FACTORES QUE AFECTAN LA PERDIDA POR INTERCEPCION.

La pérdida por intercepción está determinada principalmente por los dos siquien-

tes conceptos: la capacidad de almacenamiento de la vegetación y la denominada: Oportunidad de Evaporación (3,202). La capacidad de almacenamiento por intercepción es la máxima cantidad de agua o nieve que puede ser retenida en las hojas y ramas de la vegetación; depende de la forma, densidad, edad, tamaño y textura de éstas; usualmente se expresa en milímetros de agua equivalente.

La oportunidad de evaporación determina qué cantidad del agua interceptada puede ser evaporada, es muy sensible a la historia de la tormenta (3,203), es decir, a la duración, cantidad y distribución en el tiempo y lógicamente, es función de la radiación solar, de la velocidad del viento y del contenido de humedad del aire.

La variación en la intercepción con el tipo de vegetación, la magnitud y duración de la precipitación, se muestra en las figuras 5.2 y 5.3 (5,266) siguientes.

Fig. 5.2
VARIACION DE LA INTERCEPCION CON LA CANTIDAD DE LA
PRECIPITACION (R. E. HORTON).

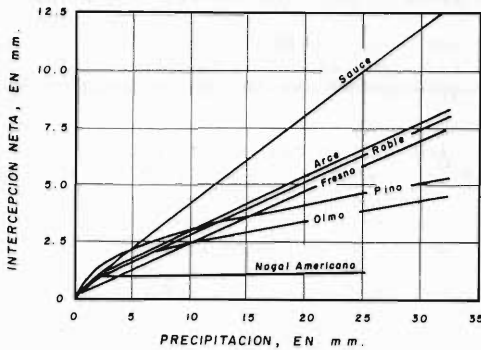
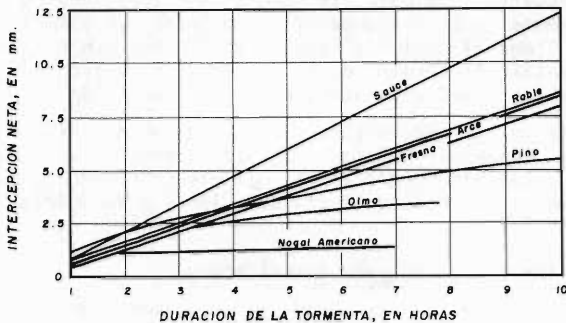


Fig. 5.3
VARIACION DE LA INTERCEPCION CON LA DURACION DE LA
PRECIPITACION (R. E. HORTON).

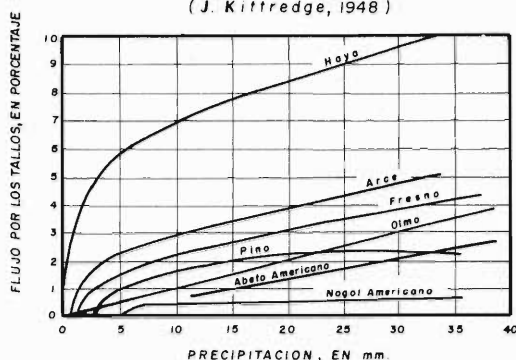


En la Fig. 5.4 (7,6-9) siguiente, se muestra la variación del flujo por los tallos con respecto a la cantidad de precipitación y a la especie de árbol.

Fig. 5.4

VARIACION DEL FLUJO POR LOS TALLOS CON LA MAGNITUD DE LA PRECIPITACION

(J. Kittredge, 1948)



5.5 INTERCEPCION EN AREAS URBANAS.

En la mayoría de las zonas urbanas la intercepción por vegetación es prácticamente despreciable, en comparación con los porcentajes de la lluvia que pueden ser retenidos y evaporados desde las superficies de los edificios, casas y pavimentos. En casos extremos, las pérdidas por intercepción pueden ser del 100%, cuando el agua es atrapada en los techos y evaporada desde ahí, o bien, cuando es conducida a los sistemas de drenaje pluvial directamente (13,55).

5.6 MEDICION DE LA INTERCEPCION.

La medición del proceso de intercepción involucra la evaluación de cada uno de los términos de la ecuación siguiente (14,4.4):

$$L = P - Th - S_f \quad (5.1)$$

siendo:

L = pérdida bruta por intercepción, en milímetros.

P = precipitación sobre la cubierta vegetal, en milímetros.

Th = precipitación no interceptada, en milímetros.

S_f = cantidad de agua que alcanza el terreno, bajando por los tallos y el tronco, en milímetros.

5.6.1 MEDICION DE LA PRECIPITACION.

Se lleva a cabo utilizando pluviómetros convencionales, localizados en campo abierto cerca de las parcelas de estudio de la intercepción, o bien, ubicados sobre la cobertura vegetal. Según Helvey y Patric (1965), 2 a 4 pluviómetros proveen resultados satisfactorios (14,4.4).

5.6.2 MEDICION DE LA PRECIPITACION NO INTERCEPTADA.

El método empleado para medir la precipitación que alcanza el terreno está gobernado, en alto grado por el tipo de cubierta vegetal. Si la vegetación es alta, unos pluviómetros, ahora llamados INTERCEPTOMETROS, pueden ser dispuestos sobre el terreno bajo la cubierta vegetal (5,263). Helvey y Patric indican que se deben utilizar aproximadamente 10 veces más interceptómetros que pluviómetros (14,4.5).

La cantidad de precipitación no interceptada por la vegetación primaria o superior, debe ser corregida por la interceptación en la vegetación secundaria; si ésta última consiste de pequeños matorrales o pasto, un sistema inferior de interceptómetros es requerido para determinar la lluvia final que cae al suelo (14,--4.5). Si la vegetación de piso es únicamente la capa de humus, la interceptación en ella, se determina calculando sus contenidos de humedad, antes y después de la tormenta y periódicamente durante los lapsos sin precipitación.

5.6.3 MEDICION DEL FLUJO POR LOS TALLOS.

La medición del flujo por los tallos en los árboles de los bosques, no es realmente difícil y se lleva a cabo colocando un aro o collar alrededor del tronco desde el cual se recoge y mide la cantidad de agua que escurre hacia abajo. El ancho del collar deberá de ser pequeño para reducir la posibilidad de captar parte del agua que cae hacia el suelo (14,4,5).

La cantidad de flujo por los tallos depende primeramente de la rugosidad de la corteza de el árbol y puede variar de 0.01 a 0.15 P (siendo P la lluvia total de la tormenta, en milímetros) para las especies vegetales con corteza lisa y de 0.02 a 0.30 P para los árboles con corteza rugosa (7,6-7). Helvey y Patric sugieren emplear de 5 a 10 muestreadores localizados aleatoriamente (14,4.5).

Por otra parte, conviene indicar que es prácticamente imposible medir el flujo por los tallos para cubiertas vegetales con sistemas de tallos pequeños y numerosos, por ejemplo, en los pastos, salvo la instalación de dispositivos especiales y sofisticados (1,2). Afortunadamente, los estudios de interceptación indican que el flujo por los tallos constituye solamente una pequeña porción de la interceptación.

5.7 PERDIDAS POR INTERCEPCION EN DIFERENTES TIPOS DE VEGETACION.

Como la magnitud de la interceptación está directamente relacionada con la cantidad de follaje, sus características (edad, tipo, forma, etc.) y orientación, entonces, habrá una diferencia apreciable en su valor de acuerdo a los diversos tipos de coberturas vegetales que son: árboles y arbustos, pastos y cultivos.

5.7.1 INTERCEPCION EN ZONAS FORESTALES.

Probablemente debido a la facilidad para medir los componentes de la interceptación en este tipo de vegetación, un gran número de estudios de campo han sido realizados. Los resultados usuales de tales investigaciones son ecuaciones de regresión que relacionan la precipitación total con la cantidad que llega al suelo y con el flujo por los tallos. Consultar referencias recomendadas B,C y D.

T. Dunne y L.B. Leopold (1978) han resumido en las figuras 5.5 y 5.6 (2,87) de la página siguiente, varios de tales resultados, para bosques de coníferas (hojas perennes) y para bosques de árboles con hojas caducas. Por otra parte, D.K. Todd presenta en la Tabla 2-15 de la referencia 11 una extensa serie de valores de la interceptación en árboles y también proporciona los valores de la Tabla 5.1 siguiente.

TABLA 5.1
INTERCEPCION EN VARIOS TIPOS DE BOSQUES (U. S. Forast Service).

TIPO DE BOSQUE	PERDIDA BRUTA POR INTERCEPCION, EN %		PERDIDA NETA POR INTERCEPCION, EN %		FLUJO POR LOS TALLOS	
	CON HOJAS	SIN HOJAS	CON HOJAS	SIN HOJAS	CON HOJAS	SIN HOJAS
De hojas caducas septentrional.	2 0	1 7	1 5	7	5	1 0
Alamo - Abedul	1 5	1 2	1 0	4	5	8
Abeto - Abeto pinn	3 5	---	3 2	---	3	---
Pino Blanco	3 0	---	2 6	---	4	---
Pinabete	3 0	---	2 8	---	2	---
Pino Rojo	3 2	---	2 9	---	3	---

Fig. 5.5

GRAFICA RESUMEN SEGUN T. DUNNE Y L. B. LEOPOLD, 1978

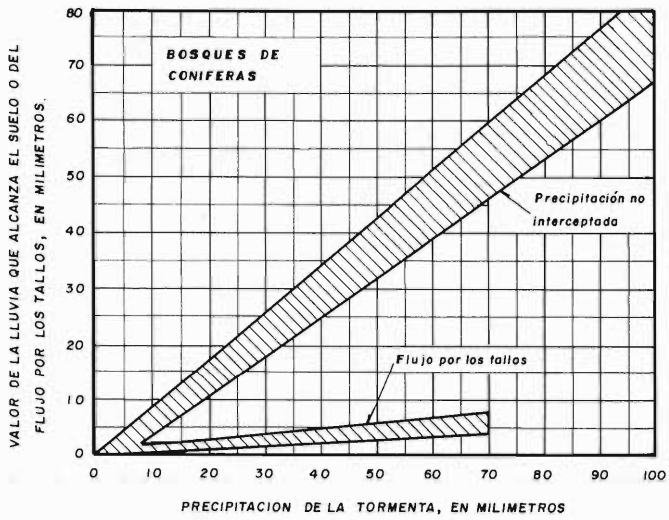
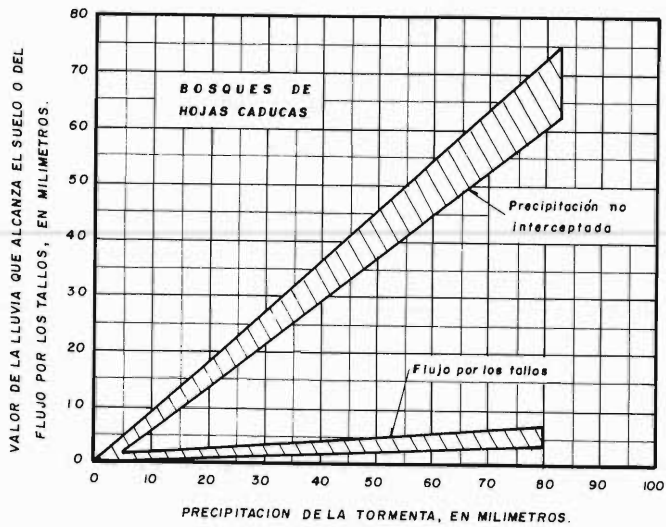


Fig. 5.6

GRAFICA RESUMEN SEGUN T. DUNNE Y L. B. LEOPOLD, 1978



EJEMPLO 5.1:

Estimar la lluvia total que llega al terreno en un bosque de coníferas, durante una secuencia de dos tormentas de 10 y 65 milímetros cada una.

SOLUCION: Haciendo uso de la Fig. 5.5 se han obtenido los rendimientos "promedio" por tormenta que se tienen en la Tabla 5.2 siguiente.

T A B L A 5 . 2

MAGNITUD DE LA TORMENTA:	RENDIMIENTOS "PROMEDIO" POR TORMENTA, EN MILIMETROS	
	LLUVIA NO INTERCEPTADA	FLUJO POR LOS TALLOS
10.0 milímetros	7.0	1.0
65.0 milímetros	48.5	6.0

Por último, la lluvia total que llega al suelo será igual a la suma de los rendimientos anteriores, o sea:

$$\text{Lluvia que llega al suelo} = 7.0 + 1.0 + 48.5 + 6.0 = 62.5 \text{ mm.}$$

Por lo tanto, el valor de la pérdida total por intercepción fue:

$$L = (10 + 65) - 62.5 = 12.5 \text{ mm} = 16.7\%$$

5.7.2 INTERCEPCION EN PASTOS.

En el punto de máximo desarrollo, los pastos pueden interceptar igual cantidad de precipitación que los árboles (10 al 20% de la precipitación de una tormenta), pero debido a sus rápidos cambios estacionales de volumen su intercepción anual es menor que en los bosques (2,88). Para mayores detalles sobre este tema se recomienda consultar las referencias bibliográficas 1 y C.

5.7.3 INTERCEPCION EN AREAS DE CULTIVO.

H.W. Lull reporta los resultados de los experimentos del U.S. Department of Agriculture sobre los valores de la intercepción en varios cultivos, tales magnitudes se han concentrado en la Tabla 5.3 siguiente (7,6-10).

T A B L A 5 . 3
INTERCEPCION EN VARIOS CULTIVOS, EN U. S. A.

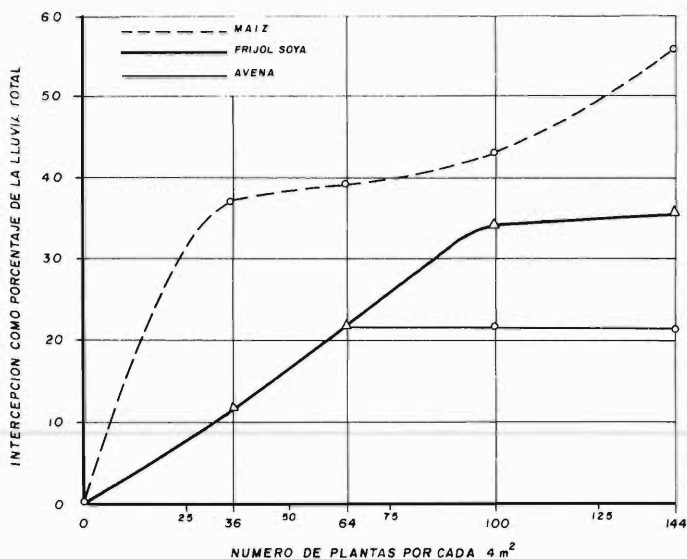
DESCRIPCION :	ALFALFA	MAIZ	FRIJOL SOYA	AVENA
DURANTE LA ESTACION DE DESARROLLO :				
Lluvia no interceptada, %	57.2	68.0	65.0	93.1
Flujo por los tallos, %	7.0	15.6	20.5	
Intercepción, %	35.8	15.4	14.5	6.9
DURANTE LA ETAPA DE DEBAJO DESARROLLO DE LA VEGETACION :				
Intercepción, %	21.9	3.4	9.1	3.1

Un resumen de los resultados obtenidos en Rusia, se tienen en la Tabla 5.4 siguiente (2,90) y en la Fig. 5.7 (13,62) se muestran conclusiones similares.

TABLA 5.4
INTERCEPCION EN VARIOS CULTIVOS EN RUSIA, 1963

CULTIVO	PERIODO DE MEDIDA	INTERCEPCION, EN % DE LA LLUVIA TOTAL
Trigo de primavera	Epoca de desarrollo	10 — 35
Centeno (50 a 150 cm de altura)	-----	4 — 6
Avena	Julio	16
Avena	Agosto	23

Fig 5.7
INTERCEPCION EN TRES CULTIVOS AGRICOLAS, 1956



EJEMPLO 5.2:

Una tormenta de 70.1 milímetros ocurrió sobre una parcela de maíz en pleno desarrollo y sembrado con espaciamento de 33 centímetros entre plantas. Estimar la magnitud de la intercepción durante dicha tormenta.

SOLUCION: Según la Tabla 5.3 anterior se tendrá: $L = 0.154 (70.1) = 10.8$ mm.

De acuerdo al espaciamento de la siembra se tienen 49 plantas por cada 4 m² (2

metros por lado), entonces en la Fig. 5.7 de la página anterior se determina el 16% como valor de intercepción, es decir que:

$$L = 0.16 (70.1) = 112 \text{ mm.}$$

Entonces, la pérdida por intercepción en la tormenta se puede aceptar del orden de los 11 milímetros.

5.8 ECUACION GENERAL DE LAS PERDIDAS POR INTERCEPCION.

R.E. Horton observó que las pérdidas por intercepción correspondían a la suma -- del agua almacenada en las superficies de las plantas al final de la tormenta y la evaporación ocurrida durante la tormenta y propuso la ecuación siguiente para cuantificar el proceso (8,1):

$$L = S + R \cdot E \cdot T \quad (5.2)$$

en la cual:

L = pérdida por intercepción en milímetros, del área proyectada por la cobertura vegetal.

S = cantidad de agua almacenada en la vegetación en milímetros, sobre el área -- proyectada por tal cobertura.

R = cociente entre la superficie de la vegetación y el área proyectada por ella.

E = tasa de evaporación durante la tormenta, en mm./hr.

T = duración de la tormenta en horas.

Horton también presentó sus resultados en la forma: $L = S + K \cdot P$ (5.3)

cuando: $P \leq S$, se tiene que: $L = P$

siendo, $K = R \cdot E \cdot T / P$, la porción de la precipitación perdida por evaporación y ab sorción durante la tormenta y P es la magnitud de dicha tormenta, en milímetros.

Linsley, Kohler y Paulhus puntualizaron que la ecuación 5.2 permite estimar un - valor de L independiente de la cantidad de precipitación, además, considera que la lluvia llena completamente el almacenamiento S, debido a lo anterior sugieren dar una aproximación exponencial a tal ecuación, así la cantidad de lluvia se in crementa desde cero hasta un cierto valor, para una duración específica (5,263), por consiguiente:

$$L = (S + R \cdot E \cdot T) (1 - e^{-c P}) \quad (5.4)$$

siendo, e la base de los logaritmos naturales y c es una constante.

De acuerdo a R.A. Merriam, la aplicación del factor exponencial al término de al macenamiento S parece justificado, sin embargo su aplicación al término $R \cdot E \cdot T$ pa rece dudosa, pues no existe razón para que la evaporación durante la tormenta -- sea incluida por la función exponencial y entonces, Merriam (8,1) sugiere la si guiente ecuación:

$$L = S (1 - e^{-c P}) + R \cdot E \cdot T \quad (5.5)$$

o bien:

$$L = S (1 - e^{-c P}) + K \cdot P \quad (5.6)$$

Las ecuaciones anteriores describen el proceso de intercepción bastante bien por que ellas indican un crecimiento exponencial del almacenamiento, conforme la pre cipitación aumenta y esto ha sido observado en las experiencias de campo.

Según M.A. Kohler, la aceptación de K constante en la ecuación 5.6, implica una relación también constante entre E y P y ello no puede ser justificado teóricamente (4,1); pero en la práctica la hipótesis es aceptable en muchos casos (9,1).

Si en la ecuación 5.6 la precipitación es grande, ésta se reduce a la forma propuesta por Horton, es decir, a la ecuación 5.3.

5.9 FORMULAS EMPIRICAS PARA ESTIMAR LA INTERCEPCION.

Los cambios estacionales en el follaje y las variaciones climáticas de una región a otra, afectan la magnitud de la intercepción y en tal caso las fórmulas empíricas deberán incluir diversos factores que permitan tomar en cuenta lo anterior, para tener aplicación universal; como las ecuaciones empíricas por lo general no incluyen tales factores, los resultados de los ensayos experimentales deben ser extrapolados con cuidado (14,4.6).

5.9.1 FORMULA DE R.E. HORTON.

Horton propuso una ecuación de la forma: $L = a + b P^n$ (5.8) aplicable a tormentas individuales más que a períodos mensuales y anuales, tal fórmula permite estimar la intercepción debida a la vegetación primaria. Los valores de los coeficientes a y b se tienen en la Tabla 5.5 siguiente, siendo el exponente n igual a la unidad para las coberturas enlistadas (5,268).

T A B L A 5.5
COEFICIENTES DE LA FORMULA DE R.E. HORTON, 1919

TIPO DE CUBIERTA VEGETAL	L = a + bP		FACTOR DE PROYECCION
	a	b	
H u e r f o s .	1.016	0.18	
Fresnos, en bosques.	0.508	0.18	
Haya, en bosques.	1.016	0.18	
Robles, en bosques.	1.270	0.18	
Arce, en bosques.	1.016	0.18	
Sauce, en bosques.	0.508	0.40	
Pinos, en bosques.	1.270	0.20	
Habas, Papas, Col y otros cultivos pequeños.	1.667 h	0.492 h	0.820 h
Sorgo y otros cultivos sembrados en surcos.	0.583 h	0.0197 h	1.000
Trébol y pastizal.	0.417 h	0.262 h	1.000
Forrajes, Alfalfa, Veza, Mijo, etc.	0.833 h	0.328 h	1.000
Granos pequeños, Centeno, Trigo y Cebada.	0.417 h	0.164 h	1.000
T a b a c o .	0.833 h	0.262 h	0.656 h
A l g o d ó n .	12.500 h	0.328 h	1.083 h
M a í z .	0.417 h	0.0164 h	0.328 h

NOTA 1 : En la ecuación 5.8, P y L están en milímetros.

NOTA 2 : El símbolo h se refiere a la altura de la planta en metros.

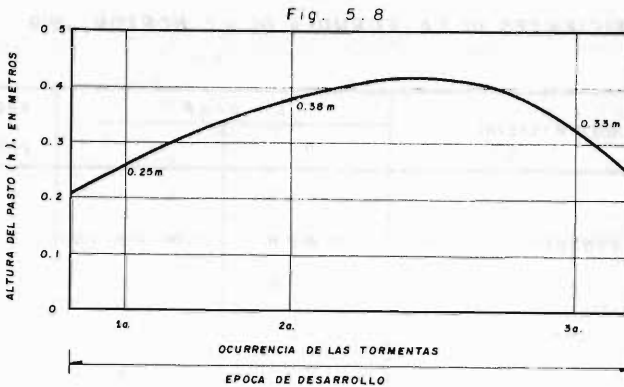
La intercepción promedio sobre un área es determinada aplicando el factor de pro

yección (última columna de la Tabla 5.5 de la página anterior) a la intercepción calculada, para tomar en cuenta el área no cubierta por la vegetación. Cuando no se disponga del factor de proyección, deberá ser estimado en base a la densidad de cobertura para las condiciones existentes (5,268).

EJEMPLO 5.3:

Tres tormentas con magnitudes de 21, 59 y 42 milímetros ocurrieron sobre un área de pastizal durante su época de desarrollo. La Fig. 5.8 siguiente, muestra la altura de tal cubierta vegetal y la ocurrencia de los aguaceros. Estimar la cantidad total de lluvia que finalmente llegó al suelo, empleando la fórmula de Horton.

NOTA: Este ejemplo es similar al problema típico 3-2 de la referencia 2, página 94.



SOLUCION: De acuerdo a la Tabla 5.5 la ecuación de Horton a utilizar es la siguiente:

$$L = 0.417 h + 0.262 h \cdot P \tag{5.9}$$

Llevando a la fórmula anterior las alturas del pastizal (Fig. 5.8) durante cada tormenta y las magnitudes de éstas, se obtienen las pérdidas por intercepción siguientes:

$$L_1 = 0.417(0.25) + 0.262(0.25)(21) = 1.5 \text{ mm.}$$

$$L_2 = 0.417(0.38) + 0.262(0.38)(59) = 6.0 \text{ mm.}$$

$$L_3 = 0.417(0.33) + 0.262(0.33)(42) = 3.8 \text{ mm.}$$

Finalmente la lluvia total que llegó al suelo será la suma de las precipitaciones menos la suma de las pérdidas, es decir: $122.0 - 11.3 = 110.7 \text{ mm}$ (91% de la lluvia total).

5.9.2 FORMULAS DE R.A. MERRIAM Y M.R. COLLINGS.

Merriam ajustó su ecuación propuesta (inciso anterior) a los datos obtenidos por varios autores, en los bosques de pino y chaparral de hojas perennes y de hojas caducas del estado de California, U.S.A., encontrando la fórmula (8,2):

$$L = 2.1082 (1 - e^{-0.4743 P}) + 0.062 P \tag{5.10}$$

estando L y P en milímetros.

Collings realizó estudios en los bosques de junípero y pino del estado de Arizo-

na, U.S.A., encontrando la ecuación subsiguiente, que es aplicable únicamente a precipitaciones menores de 12.5 milímetros:

$$L = P - 0.0401 P^{1.25} - 0.5185 P^{1.16} \quad (5.11)$$

EJEMPLO 5.4:

Resolver el ejemplo 5.1 aplicando las ecuaciones de Merriam y de Collings.

SOLUCION: Aplicando la ecuación 5.10 se obtiene para la primera y segunda tormentas:

$$L_1 = 2.1082 \left[1 - e^{-0.4743(10)} \right] + 0.062(10) = 2.7 \text{ mm.}$$

$$L_2 = 2.1082 \left[1 - e^{-0.4743(65)} \right] + 0.062(65) = 6.1 \text{ mm.}$$

por lo tanto: Lluvia total que llega al suelo = $(10 - 2.7) + (65 - 6.1) = 66.2 \text{ mm.}$

$$\text{Pérdida por intercepción} = (10 + 65) - (66.2) = 8.8 \text{ mm} = 11.7\%$$

La ecuación 5.11 sólo es aplicable a la primera tormenta, obteniéndose:

$$L_1 = 10 - 0.0401 (10)^{1.25} - 0.5185 (10)^{1.16} = 1.8 \text{ mm.}$$

5.10 INTERCEPCION HORIZONTAL.

En condiciones de alto contenido de humedad en la atmósfera, es conocido que varios árboles son capaces de extraer humedad del aire, la cual nunca alcanza el suelo como precipitación. Las gotas de agua se forman en las hojas y ramas por condensación directa, frecuentemente en cantidades elevadas de modo que algunas caen al terreno como lluvia. El fenómeno es especialmente obvio durante la niebla y cuando la velocidad del viento es relativamente alta, pudiéndose utilizar para propósitos agrícolas. A tal fenómeno se le conoce como INTERCEPCION HORIZONTAL o Goteo de la Niebla (13,65).

5.B: ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.

OBJETIVO

En esta segunda parte del capítulo, se describe el proceso de almacenamiento en las depresiones del terreno, indicando sus consecuencias y los factores que lo condicionan. Además, se expone la ecuación matemática que rige el fenómeno.

5.11 GENERALIDADES DEL PROCESO.

Almacenamiento en Depresiones se define como el volumen de agua necesario para llenar las pequeñas depresiones naturales del terreno, a cotas superiores a las de derrame (10,52). Este volumen de agua es generado por la precipitación que llega al suelo, tan pronto como la intensidad de lluvia excede a su capacidad de infiltración (capítulo 6). Entonces, una parte de la lluvia que no se infiltra, ni se evapora (lluvia en exceso) empieza a llenar los huecos, zanjas y otras depresiones del terreno; si el proceso de precipitación continúa, el resto de ella comienza a cubrir la superficie del suelo con una delgada capa o película de agua, denominada DETENCION SUPERFICIAL, iniciándose el escurrimiento superficial pendiente abajo, hacia un cauce ya establecido (6,211). Ver Fig. 5.9 de la página siguiente.

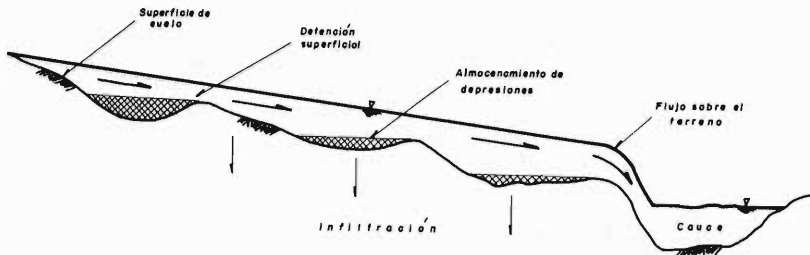
5.12 FACTORES QUE DETERMINAN SU MAGNITUD.

La naturaleza y características físicas (tamaño, profundidad, área de drenaje, etc.) de las depresiones, son los factores fundamentales que determinan la magnitud del proceso de almacenamiento en ellas. La naturaleza de las depresiones, en general es función de la morfología original del terreno y de su uso y prácticas locales (12,64). En cuencas rurales, las zanjas, las terrazas y las siembras en contorno, tienden a aumentar el almacenamiento en las depresiones, en cambio, los sistemas de drenaje y la nivelación de terrenos tienden a disminuir el almacenamiento (6,213).

Con respecto a la magnitud de las depresiones, éstas pueden variar desde microdepresiones con tamaños del orden de las partículas del suelo a llanuras de inundación y áreas pantanosas de varios miles de metros cuadrados, las cuales por su enorme tamaño pueden no ser llenadas en una o más tormentas (5,269).

Otro de los factores que condicionan la magnitud del almacenamiento en las depresiones, es la pendiente del terreno, en términos generales ésta varía inversamente con dicho factor. Por otra parte, también se ha observado un incremento en el almacenamiento en depresiones con el aumento de área de cuenca hasta un cierto punto (5,269).

Fig. 5.9
PROCESO DE ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES Y DETENCION SUPERFICIAL



5.13 ECUACION DEL VOLUMEN ALMACENADO EN DEPRESIONES.

De acuerdo a Linsley, Kohler y Paulhus, la velocidad con la cual el almacenamiento en depresiones es extraído de la lluvia en exceso, es una función del volumen en exceso, de manera que el primer pequeño incremento de lluvia en exceso es casi siempre absorbido por las depresiones y cuando se generan cantidades mayores en los instantes subsiguientes se contribuye al escurrimiento. Entonces, el volumen V_s almacenado en las depresiones en cualquier tiempo, a través de la tormenta, puede ser expresado en forma aproximada en términos de la lluvia en exceso acumulada P_e , por una ecuación del tipo (5,269):

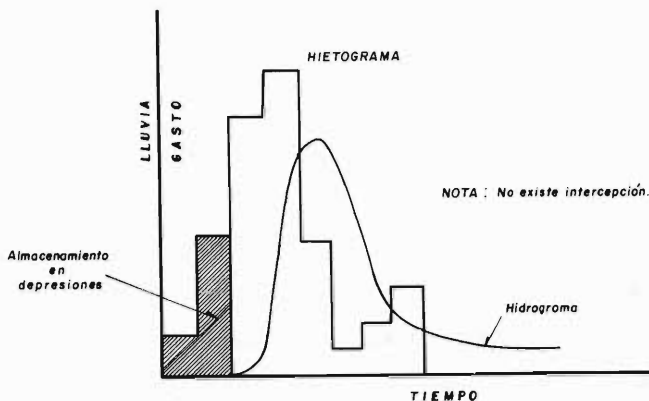
$$V_s = S_d (1 - e^{-k P_e}) \quad (5.12)$$

en la cual, S_d es la denominada: Capacidad de Almacenamiento en Depresiones de la cuenca y k es una constante. La ecuación anterior ignora la evaporación desde las depresiones durante la tormenta, cuya magnitud es prácticamente despreciable.

El valor de la constante k se determina considerando que cuando la lluvia en exceso es aproximadamente cero, toda esa agua estará llenando las depresiones y (dV_s/dP_e)

dPe) será igual a la unidad. Esto último requiere que k sea igual a $1/S_d$ (12,65). Con respecto a la variación de V_s en el tiempo, se puede aceptar inicialmente que todas las depresiones deben ser llenadas antes de que ocurra el escurrimiento superficial, en esta forma el volumen de almacenamiento en depresiones correspondiente a la parte del hietograma que ocurre antes del comienzo de su hidrograma de respuesta, como se ilustra en la Fig. 5.10 (12,66) siguiente.

Fig. 5.10
DETERMINACION DE LA PERDIDA POR ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES



5.14 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO EN DEPRESIONES.

Según Linsley, Kohler y Paulhus el valor de S_d está comprendido entre 12 y 50 milímetros, para la mayoría de las cuencas (6,213). W.J. Hicks (1944) reporta los valores siguientes para la pérdida por almacenamiento en depresiones durante lluvias intensas: 5 mm para suelos arenosos, 3.8 mm para los suelos francos y 2.5 mm para el suelo arcilloso; A.I. Tholin y C.J. Kiefer (1960) han usado valores de 6.4 mm para áreas urbanas permeables y de 1.6 mm para pavimentos (12,67).

5.15 RESUMEN DEL CAPITULO.

Con cierto detalle se ha descrito el fenómeno de la intercepción, destacando su importancia; además, se han presentado las técnicas para su cuantificación en campo y los criterios para su estimación en gabinete. La evaluación de la intercepción, es el punto de partida en estudios de investigación sobre el comportamiento hidrológico de las cuencas, en el calibrado de modelos matemáticos y métodos de estimación del escurrimiento y en los estudios de balance hidrológico.

Con respecto a la segunda parte del capítulo, el material ahí presentado permite la mejor comprensión de los conceptos de pérdida de una tormenta e inicio del proceso de escurrimiento que son abordados en los capítulos 6 y 8, respectivamente.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. BURGY, R.H. and POMEROY, C.R. " Interception Losses in Grassy Vegetation ". -- Transactions of American Geophysical Union, Vol. 39, No. 6, page 1095 to 1100. December 1958.
2. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning".chapter 3: In-terception, page 83 to 94. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. 1978
3. EAGLESON, P.S. " Dynamic Hydrology". chapter 11: Precipitation, subject 17: In-terception, page 201 to 206. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1970.
4. KOHLER, M.A. " Discussion of Paper by Robert A. Merriam, 'A Note on the Inter-ception Loss Equation' ". Journal of Geophysical Research, Vol. 66, No. 6, pa-ge 1994. June 1961.
5. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULHUS, J.L.H. " Applied Hydrology ". chapter 11: Surface Retention and Detention and Overland Flow, page 260 to 282. McGraw Hill Book Company, Inc. and Kogakusha Company, Ltd. Tokyo, Japan. 1949.
6. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ". segunda edición. capítulo 8: Relaciones entre Precipitación y Escorrentía, in-ciso 1: Retención Superficial, páginas 211 a 213. Editorial McGraw-Hill Latino americana, S.A. Bogotá, Colombia. 1977.
7. LULL, H.W. " Ecological and Silvicultural Aspects ". section 6 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow, theme IV: Interception, pa-ge 6-6 to 6-13. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964.
8. MERRIAN, R.A. " A Note on the Interception Loss Equation ". Journal of Geophys-ical Research, Volume 65, No. 11, page 3850 to 3851. November 1960.
9. MERRIAN, R.A. " Author's Reply to the Preceding Discussion of M.A. Kohler ". - Journal of Geophysical Research, volume 66, No. 6, page 1995. June 1961.
10. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL." Glosario Hidrológico Internacional ". WMO/ OMM/BMO - No. 385, First Edition. Ginebra Suiza. 1974.
11. TODD, D.K. " The Water Encyclopedia. A Compendium of Useful Information on Wa-ter Resources ". chapter 2: Hydrologic Elements, section E: Interception, page 70 and 71. Water Information Center, Huntington, N.Y., U.S.A. 1970.
12. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L.and the late HARBAUGH, T.E. " Introduc-tion to Hydrology ". second edition. chapter 3: Hydrologic Abstractions, theme 5 and 6: Interception and Depression Storage, page 61 to 67. Harper & Row, Pu-blishers, New York, U.S.A. 1977.
13. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". chapter 3: Interception, page 54 to 67. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, London, England. second edition, 1975.
14. WIGHAM, J.M. " Interception ". section IV in the Handbook on the Principles of Hydrology, editor-in-chief Donald M. Gray, page 4.1 to 4.9. Water Information Center, Inc. Huntington, N.Y., U.S.A. 1973.
15. WISLER, C.O. and BRATER, E.F. " Hydrology ". second edition. chapter 7: Water Losses, Interception, page 192 to 196. John Wiley & Sons, Inc. New York, U.S.A. 1959.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. CALDER , I.R. " The Measurement of Water Losses from a Forested Area using a - 'Natural' Lysimeter ". Journal of Hydrology, vol. 30, page 311 to 325. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands. 1976.
- B. COFFAY, E.W. "Throughfall in Forest ". International Association of Scientific Hydrology Bulletin, Vol. 7, No. 2, page 10 to 16. 1962.
- C. CROUSE, R.P., CORBETT, E.S. and SEEGRIST, D.W. " Methods of Measuring and Analyzing Rainfall Interception by Grass ". International Association of Scientific Hydrology Bulletin, Vol. 11, No. 2, page 110 to 120. 1966.
- D. JACKSON, I.J. " Problems of Throughfall and Interception Assessment under Tropical Forest ". Journal of Hydrology, vol. 12, page 234 to 254. North-Holland Publishing Co., Amsterdam, The Netherlands. 1971.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5800 S. UNIVERSITY AVENUE, CHICAGO, ILL. 60637

RECEIVED: [illegible]

BY: [illegible]

DATE: [illegible]

FROM: [illegible]

TO: [illegible]

RE: [illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 6:

INFILTRACION, LLUVIA EN EXCESO Y HUMEDAD DEL SUELO.

	página
<u>6.A: INFILTRACION.</u>	6-1
OBJETIVO.	6-1
6.1 NOCIONES GENERALES.	6-1
6.1.1 Introducción.	6-1
6.1.2 Definiciones.	6-2
6.1.3 Proceso de Filtración en el Suelo.	6-3
6.2 FACTORES QUE AFECTAN LA INFILTRACION.	6-4
6.2.1 Clasificación.	6-4
6.2.2 Características del Medio Permeable.	6-4
6.2.2.1 Condiciones de la superficie.	6-4
6.2.2.2 Características del terreno.	6-4
6.2.2.3 Condiciones ambientales.	6-4
6.2.3 Características del Fluido que se Infiltra.	6-5
6.2.4 Características de los Gradientes de Presión y Gravitacional en el suelo.	6-5
6.3 VARIACIONES EN EL TIEMPO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.	6-5
6.3.1 Variaciones a Corto Plazo.	6-6
6.3.2 Variaciones Estacionales.	6-6
6.4 VARIACION ESPACIAL DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.	6-7
6.5 MEDICION Y CALCULO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.	6-7
6.5.1 Clasificación de los Métodos.	6-7
6.5.2 Infiltrómetros.	6-7
6.5.2.1 Infiltrómetro tipo inundador.	6-7
EJEMPLO 6.1	6-8
6.5.2.2 Infiltrómetro tipo simulador de lluvia.	6-8
6.5.3 Análisis de Hidrogramas Naturales en Parcelas o Cuencas Pe-- queñas.	6-10
EJEMPLO 6.2	6-11
6.5.4 Análisis de Tormentas en Cuencas Grandes.	6-12
EJEMPLO 6.3	6-13
6.5.5 Ensayos en Lisímetros.	6-13
6.6 REPRESENTACION MATEMATICA DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD DE INFILTRA-- CION Y VOLUMEN INFILTRADO.	6-15
6.6.1 Ecuación de A.N. Kostiakov.	6-16
EJEMPLO 6.4	6-16
6.6.2 Ecuación de R.E. Horton.	6-17
EJEMPLO 6.5	6-17
6.6.3 Ecuación de W.H. Green-G.A. Ampt.	6-18
EJEMPLO 6.6	6-20
6.6.4 Ecuación Recomendada para la Curva de Volumen Infiltrado.	6-20
<u>6.B: LLUVIA EN EXCESO.</u>	6-21
OBJETIVO.	6-21
6.7 CONCEPTO DE LLUVIA EN EXCESO.	6-21
6.8 ESTIMACION DE LAS PERDIDAS INICIALES.	6-22

	página
6.8.1 Generalidades.	6-22
6.8.2 Ordenes de Magnitud.	6-22
6.8.3 Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service.	6-22
6.9 ESTIMACION DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA.	6-23
6.9.1 Ordenes de Magnitud.	6-23
6.9.2 Criterio Empírico del U.S. Soil Conservation Service.	6-24
6.9.3 Criterio Basado en el Tipo y Cobertura del Suelo.	6-25
6.10 ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO.	6-27
6.10.1 Método de H.D. Ayers.	6-27
6.10.2 Método Basado en la Capacidad de Infiltración Media.	6-28
6.10.3 Método del U.S. Soil Conservation Service.	6-28
EJEMPLO 6.7	6-29
6.10.4 Métodos de los Índices de Infiltración.	6-30
6.10.4.1 Método del índice ϕ	6-30
6.10.4.2 Método del índice W.	6-30
6.10.4.3 Método del índice W mínimo.	6-30
EJEMPLO 6.8	6-30
6.10.5 Método de la Curva de Capacidad de Infiltración para Tormentas Aisladas.	6-31
EJEMPLO 6.9	6-32
6.10.6 Método Basado en la Fórmula de Infiltración Función del Número N, para Secuencias de Tormentas.	6-35
EJEMPLO 6.10	6-36
6.10.7 Método de la Curva de Capacidad de Infiltración para Secuencias de Tormentas.	6-37
<u>6.C: HUMEDAD DEL SUELO.</u>	6-39
OBJETIVO.	6-39
6.11 INTRODUCCION.	6-39
6.12 EL SUELO: DEFINICION, ORIGEN Y PERFIL.	6-39
6.13 COMPOSICION Y PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.	6-40
6.13.1 Componentes del Suelo.	6-40
6.13.2 Propiedades Físicas de los Suelos.	6-40
6.13.2.1 Textura del suelo.	6-40
6.13.2.2 Estructura del suelo.	6-41
6.13.2.3 Densidad real y densidad aparente.	6-41
6.14 DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO.	6-42
6.15 TIPOS DE AGUA DEL SUELO.	6-43
6.15.1 Introducción.	6-43
6.15.2 Agua Gravitacional.	6-43
6.15.3 Agua Capilar.	6-43
6.15.4 Agua Pelicular e Higroscópica.	6-44
6.16 HUMEDAD DEL SUELO Y PARAMETROS CARACTERISTICOS.	6-44
6.16.1 Generalidades.	6-44
6.16.2 Tensión de Humedad del Suelo.	6-44
6.16.3 Capacidad de Campo.	6-45
6.16.4 Punto de Marchitamiento Permanente.	6-45
6.16.5 Humedad Utilizable por las Plantas.	6-45
EJEMPLO 6.11	6-47
6.17 MEDICION DE LA HUMEDAD DEL SUELO.	6-47

	página
6.17.1 Generalidades.	6-47
6.17.2 Método Gravimétrico.	6-47
6.17.3 Método de los Tensiómetros.	6-49
6.17.4 Método Eléctrico de Resistividad.	6-50.
6.17.5 Método Químico.	6-50
6.17.6 Métodos Nucleares.	6-51
6.17.7 Método Térmico.	6-51
6.18 SISTEMAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.	6-52
6.18.1 Finalidad de la Clasificación de Suelos.	6-52
6.18.2 Diversos Sistemas de Clasificación de Suelos.	6-53
6.19 RESUMEN DEL CAPITULO.	6-53
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	6-54
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	6-56

1. 10/10/10
2. 10/10/10
3. 10/10/10
4. 10/10/10
5. 10/10/10
6. 10/10/10
7. 10/10/10
8. 10/10/10
9. 10/10/10
10. 10/10/10

11. 10/10/10
12. 10/10/10
13. 10/10/10
14. 10/10/10
15. 10/10/10
16. 10/10/10
17. 10/10/10
18. 10/10/10
19. 10/10/10
20. 10/10/10

21. 10/10/10
22. 10/10/10
23. 10/10/10
24. 10/10/10
25. 10/10/10
26. 10/10/10
27. 10/10/10
28. 10/10/10
29. 10/10/10
30. 10/10/10

CAPITULO 6: INFILTRACION, LLUVIA EN EXCESO Y HUMEDAD DEL SUELO.

6.A: INFILTRACION.

OBJETIVO

El objetivo de esta primera parte del capítulo es describir los variados factores que influyen en la infiltración, indicando sus técnicas de medición y los criterios de cuantificación, tanto empíricos como basados en datos de precipitación y escurrimiento en cuencas. Las descripciones teóricas se complementan e ilustran con ejemplos numéricos.

6.1 NOCIONES GENERALES.

6.1.1 INTRODUCCION.

La parte de la precipitación que alcanza la superficie del suelo, puede seguir dos caminos: infiltrarse, o bien, llenar las depresiones y posteriormente escurrir sobre el terreno, dependiendo de la intensidad de la lluvia, pues si no se excede la capacidad del suelo para absorber el agua, no habrá posibilidad de escurrimiento. La porción de la precipitación que se infiltra incrementará el contenido de humedad de los suelos y podrá llegar a recargar a los acuíferos de la zona (34,103)*, - si el volumen infiltrado sobrepasa la llamada: Deficiencia de Humedad del Suelo (-D.H.S.).

Con relación a lo anterior, conviene aclarar los siguientes términos: Capacidad de Campo de un suelo y D.H.S.. A la máxima cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le denomina capacidad de campo (C.C.) y a la diferencia entre éste contenido de humedad y el que el suelo tiene en un cierto instante, se le conoce como D.H.S. (26,133). Entonces, algunas veces, no habrá recarga del agua subterránea aunque haya habido infiltración.

El estudio de la infiltración es de vital importancia para la comprensión y cuanti

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica utilizada y el segundo su página consultada.

ficación de la relación precipitación-escorrimento, ya que las cuencas de baja infiltración presentarán un régimen de escurrimento caracterizado por fuertes avenidas y gastos bajos o nulos en estiaje; en cambio, en cuencas muy permeables y donde no hay estratos impermeables arriba del nivel freático, el escurrimento será muy uniforme durante el año (34,103).

Sin embargo, la importancia de la infiltración no se limita a su influencia en la relación precipitación-escorrimento, sino que además, el agua infiltrada representa la mayor fuente de abastecimiento de las plantas y los cultivos.

6.1.2. DEFINICIONES.

La definición de los siguientes cuatro conceptos permitirá asentar las bases para el análisis de los factores que rigen la infiltración, estos son:

INFILTRACION: Flujo del agua a través de la superficie del suelo (17,134). Más ampliamente, se puede decir que la infiltración es el proceso por el cual el agua penetra en el suelo, a través de su superficie y queda retenida en él o alcanza un manto acuífero incrementando el volumen de este, acumulado anteriormente (11,342).

Por lo general, la infiltración presenta un valor inicial alto el cual disminuye durante las lluvias continuas, hacia una magnitud reducida y prácticamente constante, como se indica en la Fig. 6.1 siguiente.

Fig. 6.1



CAPACIDAD DE INFILTRACION: Velocidad máxima por unidad de superficie y en ciertas condiciones, a la que el agua puede ser absorbida por el suelo (17,134).

R.E. Horton la definió como la velocidad máxima en la cual la lluvia puede ser absorbida por un suelo en una condición dada (31,166). Durante las tormentas solamente se alcanza la capacidad de infiltración si ocurre escurrimento superficial (lluvia en exceso) y está gobernada por el suelo y otras propiedades asociadas, en cambio, antes o después de la lluvia en exceso, la capacidad de infiltración está determinada por la intensidad de lluvia y se denomina: VELOCIDAD DE INFILTRACION.

Respecto al volumen infiltrado F , es igual al área bajo la curva de capacidad de infiltración, para cualquier intervalo y representa el tirante o lámina de agua infiltrada durante dicho lapso (30,71). Ver Fig. 6.1 anterior.

PERCOLACION: Agua que se infiltra por debajo de la zona de raíces y que eventualmente alcanzará la capa freática (17,212).

Entonces, superada la capacidad de campo del suelo, el agua descende por la acción conjunta de las fuerzas capilares y de gravedad, esta parte del proceso recibe distintos nombres según los autores, como por ejemplo: Infiltración Profunda, Infiltración Eficaz o Percolación. Concretamente, se denomina FILTRACION el flujo o circulación del agua en un medio poroso (21,392).

6.1.3 PROCESO DE FILTRACION EN EL SUELO.

En aquellos casos donde la velocidad de entrada del agua a través de la superficie del suelo, no está limitada, la capacidad de infiltración será gobernada por el movimiento del agua a lo largo del perfil de suelo. Para comprender la interrelación entre la percolación y la capacidad de infiltración es necesario revisar brevemente la distribución de la humedad del suelo en su perfil durante el proceso de infiltración (Fig. 6.2).

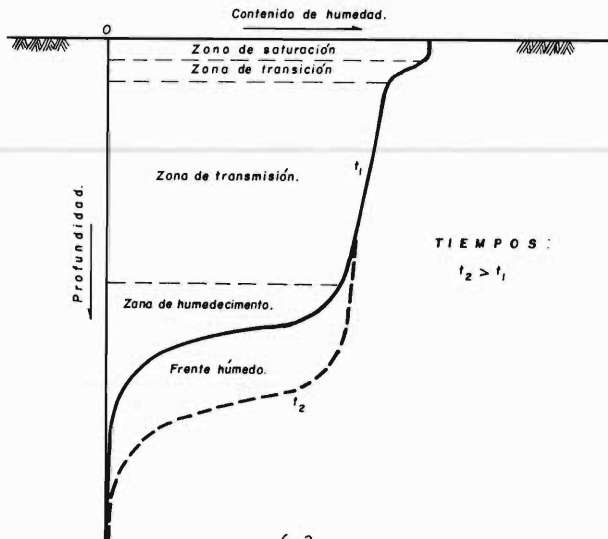
De acuerdo a G.B. Bodman y E.A. Colman el modelo de distribución de la humedad en el perfil se divide en cuatro zonas que son (6,5.3):

- 1) Zona de Saturación y Transición.
- 2) Zona de Transmisión.
- 3) Zona de Humedecimiento.
- 4) Frente de Humedad o Frente Húmedo.

La zona de saturación es una región somera donde el suelo está totalmente saturado, por debajo de ella, está la zona de transición. El espesor de ambas zonas no cambia con el tiempo. Bajo estas áreas está la zona de transmisión de un espesor que se incrementa con la duración de la infiltración y cuyo contenido de humedad es ligeramente mayor que la capacidad de campo. Por último, se tiene la zona de humedecimiento en la cual se unen la zona de transmisión y el frente húmedo, esta región termina abruptamente con una frontera entre el avance del agua y el contenido de humedad del suelo.

La velocidad de avance del agua está gobernada por varios factores tales como la textura, estructura y contenido inicial de humedad del suelo. En la referencia recomendada E se puede consultar con detalle el tema de este inciso.

Fig. 6.2
**MODELO DE DISTRIBUCION DE LA HUMEDAD DURANTE
 LA INFILTRACION EN UN SUELO HOMOGENEO SECO.**



La descripción anterior corresponde a un suelo homogéneo (no estratificado), pues la presencia de capas de distintas conductividades hidráulicas causan retardos en el avance del frente de humedad y el modelo anterior presentará desplazamientos - anormales y distorsiones.

6.2 FACTORES QUE AFECTAN LA INFILTRACION.

6.2.1 CLASIFICACION.

La infiltración puede ser considerada como la secuencia de tres grandes pasos o procesos: entrada en la superficie, transmisión a través del suelo y agotamiento de la capacidad de almacenamiento del suelo (16,12-2).

Los procesos anteriores son determinados por una serie de factores que pueden -- ser clasificados en tres grupos:

- 1o. Factores que dependen de las características del medio permeable.
- 2o. Factores que dependen de las características del fluido que se in filtra.
- 3o. Factores que dependen de las características de los gradientes de presión y gravitacional que se originan en el suelo.

Algunos de los factores que se describen a continuación influyen más en la intensidad de la infiltración, al retardar la entrada del agua, que en el volumen total infiltrado, como se deduce intuitivamente.

6.2.2 CARACTERISTICAS DEL MEDIO PERMEABLE.

6.2.2.1 CONDICIONES DE LA SUPERFICIE. La disgregación y arrastre de los materiales finos por el agua y la compactación de la superficie desnuda del suelo, por las gotas de lluvia, evitan o retardan la entrada del agua al terreno, disminuyendo la infiltración. Así, un suelo con excelente drenaje, puede presentar una capacidad de infiltración baja debido al sellado de su superficie y estratos superiores.

En cambio, cuando el suelo está cubierto por vegetación, ésta lo protege del impacto de la lluvia, frena el recorrido del agua sobre la superficie, estando entonces, más tiempo expuesta a infiltrarse y además, las raíces de las plantas al penetrar en el suelo abren grietas que mejoran la incorporación o entrada del agua. Con respecto a lo anterior, la especie cultivada tendrá efectos en la infiltración, debido a su densidad de cobertura vegetal y de raíces y a sus prácticas agrícolas requeridas (11,343).

En las áreas sin formación de suelos o donde éstos son bastante someros, el tamaño, clase y orientación de las grietas o fracturas serán de vital importancia en el proceso de la infiltración. Por último, la pendiente del terreno influye en - el tiempo de permanencia del escurrimiento sobre la superficie y en el espesor - de la lámina del flujo sobre el terreno.

6.2.2.2 CARACTERISTICAS DEL TERRENO. La textura del suelo, entendida como las -- proporciones relativas de los variados agregados del suelo (25,52) y la estructura definida como el acomodo o agrupación de las partículas primarias del suelo - en agregados (25,51), tienen notable influencia, por ejemplo, en un suelo, la cantidad de limos y arcillas pueden rellenar sus poros profundos al ser estos materiales disgregados y arrastrados por el agua que se infiltra; en cambio, la estructura definirá el tamaño y distribución de los poros.

El calor específico del terreno podrá influir en la temperatura del fluido que - se infiltra y por lo tanto, en su viscosidad (11,343). Inclusive la expulsión -- del aire de los poros del suelo, suaviza la velocidad de la infiltración.

6.2.2.3 CONDICIONES AMBIENTALES. La humedad inicial del suelo juega un papel muy importante, así cuando el suelo está seco al comienzo de la lluvia, se crea una

fuerte capilaridad al humedecerse las capas superiores y a este efecto se suma - la gravedad incrementando la velocidad de infiltración; después, a medida que se humedece el suelo se hincha por hidratación y las arcillas y coloides cierran -- las grietas, reduciendo la infiltración (11,343).

En suelos helados la infiltración puede ser prácticamente nula, debido a la capa de hielo que se forma en su superficie, o bien, su temperatura puede ser sufi---cientemente baja para provocar la congelación del agua recibida y detener así su avance o penetración.

Por último, conviene citar la influencia que el uso del terreno puede tener en - la infiltración, en especial, el manejo de los suelos y las prácticas de conser---vación (16,12-4).

6.2.3 CARACTERISTICAS DEL FLUIDO QUE SE INFILTRA.

La turbidez del agua que se infiltra, debido a los materiales finos que contiene en suspensión, afecta en forma directa a la infiltración, pues tales materiales bloquean los poros.

El contenido de sales, en ocasiones, favorece la formación de flóculos con los - coloides del suelo, reduciéndose por colmatación su permeabilidad y por lo tan--to, su velocidad de infiltración; otras veces, ocurre lo contrario, al producir---se defloculación (11,344).

Por último, la temperatura del agua afecta su viscosidad y por ello se han obte---nido para el mismo suelo, velocidades de infiltración menores en invierno que en verano.

6.2.4 CARACTERISTICAS DE LOS GRADIENTES DE PRESION Y GRAVITACIONAL EN EL SUELO.

El último conjunto de factores que influyen en la magnitud de la velocidad de in---filtración de un suelo, derivan de las leyes fundamentales que gobiernan el flu---jo de los fluidos a través de los medios porosos saturados (Ley de Darcy) y no - saturados. En realidad cualquier factor que afecte la conductividad hidráulica o el gradiente del potencial, tendrá efectos en la velocidad de infiltración (6,--5.47).

En los dos incisos precedentes se han destacado una serie de factores que modifi---can y determinan la conductividad hidráulica, ahora se exponen los que influyen en el gradiente del potencial total, comprendido éste, por el gradiente de pre---sión y el gravitacional (6,5.49).

Con respecto al gradiente de presión, éste, es afectado en dos niveles del flujo:

- 1o. Presión en la superficie del suelo, que está determinada por la carga hidrostática y la presión barométrica.
- 2o. Presión en el frente húmedo, que es producida por el conteni---do de humedad, la tensión superficial, el ángulo de contacto y la presión del aire confinado.

En relación al gradiente gravitacional, este, es afectado principalmente por la profundidad al frente húmedo, mismo que está condicionado por el contenido de hu---medad y el volumen infiltrado.

6.3 VARIACIONES EN EL TIEMPO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.

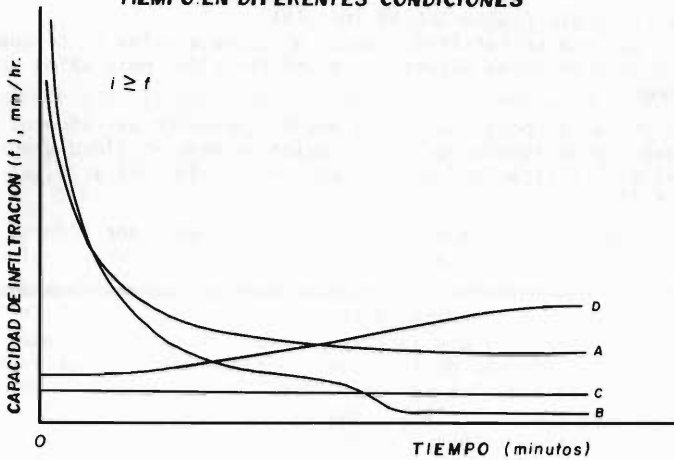
Es evidente que la capacidad de infiltración de un suelo variará en el tiempo, - debido a las complejas interacciones del gran número de variables citadas y ana---lizadas en el inciso anterior. Las fluctuaciones en el tiempo pueden ser clasifi---cadas en (31,174):

- a) Variaciones a Corto Plazo.
- b) Variaciones Estacionales.

6.3.1 VARIACIONES A CORTO PLAZO.

En relación a la Fig. 6.3 (31,175) siguiente, la curva A muestra una curva típica para un suelo de textura razonablemente homogénea y de perfil profundo. La capacidad de infiltración es inicialmente alta, pero se reduce muy rápidamente como resultado de los efectos combinados de un buen número de factores, tales como la compactación de la superficie del terreno, la intrusión de partículas finas, la expansión de coloides, el cerrado de los poros, el incremento del contenido de humedad y la reducción de las fuerzas de succión (31,174).

Fig. 6.3
VARIACION DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION EN EL
TIEMPO EN DIFERENTES CONDICIONES



En suelos cuyo perfil incluye una capa de relativa impermeabilidad a una cierta distancia bajo su superficie, la curva de capacidad de infiltración será parecida a la tipo B de la Fig. 6.3; presentando una súbita caída, indicando que el almacenamiento de los horizontes superficiales ha sido llenado y que la infiltración está gobernada por la velocidad con la cual el agua pasa a través de la capa de baja conductividad hidráulica (31,174).

Para suelos congelados saturados o con una capa de hielo en su superficie, su curva tipo será la C de la Fig. 6.3, es decir, la capacidad de infiltración será razonablemente constante en el tiempo y con un valor muy bajo. En cambio, cuando el contenido de humedad es del orden del 70 al 80% de la capacidad de campo, puede haber un incremento en la capacidad de infiltración con el tiempo (curva tipo D), es el caso en el cual, el hielo de los poros y el de la superficie del suelo, progresivamente se derrite; hasta que eventualmente vuelve a decrecer debido al incremento del contenido de humedad del suelo (31,174).

6.3.2 VARIACIONES ESTACIONALES.

En general, la capacidad de infiltración es mayor durante los meses de primavera que durante los de otoño, lo anterior, se debe al mayor contenido de humedad en los suelos durante y después de la temporada de lluvias; además, las raíces son más profundas en la primavera, la actividad de los gusanos y lombrices es más intensa y las temperaturas del aire y suelo son más altas. Aparte de los factores naturales citados, influyen también los cambios en el uso de los suelos y en las prácticas agrícolas (31,177).

6.4 VARIACION ESPACIAL DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.

Las variaciones espaciales ocurren debido a las diferencias de los tipos de suelos y vegetación de los terrenos y cuencas (30,77). El procedimiento común para tomar en cuenta estos tipos de variaciones, es subdividir la región total en componentes que tengan aproximadamente suelos y coberturas uniformes (ver capítulo 2) y entonces, calcular y utilizar una curva de capacidad de infiltración en cada una de tales componentes o áreas parciales.

6.5 MEDICION Y CALCULO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION.

6.5.1 CLASIFICACION DE LOS METODOS.

Las descripciones anteriores, sobre los factores que afectan a la infiltración, han puesto de manifiesto su carácter eminentemente local, Por ello, los métodos para medir la capacidad de infiltración, tiene únicamente un valor relativo e incluso, sus resultados son función de la técnica y método empleados. (11,344).

Existen en la actualidad cuatro métodos generales para la determinación de la capacidad de infiltración, estos son:

- 1o. Uso de Infiltrómetros.
- 2o. Análisis de hidrogramas naturales en parcelas o cuencas pequeñas.
- 3o. Análisis de tormentas en cuencas grandes.
- 4o. Ensayos en Lisímetros.

6.5.2 INFILTROMETROS.

Los infiltrómetros permiten determinar la capacidad de infiltración en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente el agua al terreno (16,12-6). Sus medidas son locales y deben tomarse con reservas, los resultados obtenidos pueden aplicarse a cuencas pequeñas homogéneas. Cuando la cuenca es grande y no homogénea el suelo o vegetación, deberá de subdividirse en áreas parciales que aproximadamente lo sean y utilizar los infiltrómetros en cada una de ellas.

Los infiltrómetros se dividen en dos grandes grupos: Tipo Inundador y Simuladores de Lluvia.

6.5.2.1 INFILTROMETRO TIPO INUNDADOR. La capacidad de infiltración se deduce del volumen de agua que es necesario agregar para mantener un tirante constante sobre el área. Se procurará que tal espesor sea similar al que normalmente tiene la lámina de agua durante una tormenta o riego, generalmente se adopta de 5 milímetros (32,57), para el caso de lluvias.

Sus desventajas más importantes son las dos siguientes: 1) no reproducen la compactación que produce la lluvia; 2) no es posible aplicarlos sin alterar la estructura del suelo. Los infiltrómetros de tipo inundador varían en tamaños, cantidad de agua requerida y métodos de medición. Se utilizan principalmente los anillos o cilindros concéntricos y el infiltrómetro de tubo.

INFILTROMETRO DE CILINDROS CONCENTRICOS. Consiste de dos cilindros abiertos por sus dos bases, con una altura de unos 15 centímetros y unidos entre sí para mantenerse concéntricos al hincarlos parcialmente en el suelo a una profundidad del orden de 5 a 10 centímetros. El diámetro del cilindro interior es de unos 20 centímetros y el del exterior de 40 centímetros (3,2). Ver Fig. 6.4 de la página siguiente.

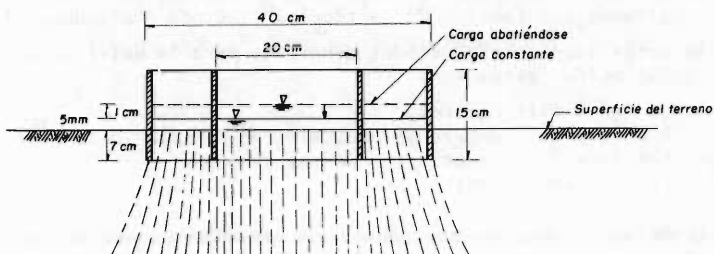
Al llenar los cilindros con agua, se debe procurar conservar el mismo nivel en ambos, pues el objeto del anillo exterior es evitar que el agua dentro del aro inferior se expanda lateralmente en un área mayor.

El procedimiento de la prueba consiste en añadir en el cilindro interior una cantidad conocida de agua (cm³), hasta cubrir del orden de 10 milímetros la marca

respondiente a una lámina de 5 milímetros, sobre el terreno. Transcurrido un cierto tiempo, que debe medirse, el agua alcanzará la marca y se repite la operación añadiendo una cantidad conocida de agua. Al dividir los volúmenes agregados de agua entre el área del cilindro interior, se obtienen las láminas infiltradas -- mismas que al ser divididas entre los intervalos medidos se obtienen las capacidades de infiltración, en mm /hr.

La construcción de la curva de capacidad de infiltración se realiza llevando a -- las ordenadas los valores calculados de la velocidad de infiltración (mm /hr) y en el eje de las abscisas los tiempos acumulados, en horas o minutos (3,3).

Fig. 6.4
INFILTROMETRO DE CILINDROS CONCÉNTRICOS



EJEMPLO 6.1:

En una prueba de infiltración realizada con un infiltrómetro de cilindros concéntricos, se obtuvieron los datos y resultados que se citan en la Tabla 6.1 de la página siguiente. Se pide determinar:

- La curva de capacidad de infiltración, dibujándola en un papel natural.
- La capacidad de infiltración final.
- La capacidad de infiltración promedio en los primeros 30 minutos de la prueba.
- La curva de volumen infiltrado durante la prueba.

SOLUCION: En la Tabla 6.1 se tienen los cálculos necesarios para determinar la -- curva de infiltración y en la Tabla 6.2 los correspondientes a la curva de volumen infiltrado; ambas curvas se han dibujado en la Fig. 6.5, en donde además se citan las respuestas a los incisos b y c.

INFILTROMETRO DE TUBO. Consiste en un cilindro abierto de unos 20 centímetros de diámetro y de 45 a 60 centímetros de largo, el cual se hinca en el suelo unos 38 a 50 centímetros (16,12-7). El agua es aplicada con buretas graduadas para menter una carga constante de uno o varios centímetros. La lectura en las buretas -- en intervalos sucesivos permite la determinación directa de los volúmenes infiltrados; siguiendo el procedimiento descrito anteriormente para el infiltrómetro de cilindros concéntricos, se obtendrá la curva de capacidad de infiltración . En realidad este infiltrómetro mide la velocidad del agua en una columna confina da de suelo.

6.5.2.2 INFILTROMETRO TIPO SIMULADOR DE LLUVIA. Con este tipo de aparatos se intenta reproducir lo más exactamente posible la forma natural del fenómeno de la infiltración y pretenden evitar las fallas o defectos de los infiltrómetros tipo inundador.

En resumen, el agua se aplica mediante un sistema de tipo aspersion (11,345), en

TABLA 6.1
CALCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION

SUELO FRANCO-ARENOSO. DIAMETRO DEL CILINDRO INTERIOR = 30 cm.

AREA DEL CILINDRO INTERIOR = 706.86 cm² = a

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
VOLUMEN ADICIONADO EN cm ³	TIEMPO EN MINUTOS EN QUE SE INFILTRÓ EL VOLUMEN	LAMINA INFILTRADA, EN cm. (3) = (1) ÷ a	TIEMPO, EN HORAS (4) = (2) ÷ 60	f, EN cm/hr. (5) = (3) ÷ 4	TIEMPO ACUMULADO, EN MIN. (6) = Acum(4)
0	0	—	—	—	0
278	2	0.393	0.033	11.91	2
380	3	0.538	0.050	10.76	5
515	5	0.729	0.083	8.78	10
751	10	1.062	0.167	6.36	20
576	10	0.815	0.167	4.88	30
845	30	1.195	0.500	2.39	60
530	30	0.750	0.500	1.50	90
720	60	1.019	1.000	1.02	150

TABLA 6.2
CALCULO DE LA CURVA DE VOLUMEN INFILTRADO (F)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
INCREMENTO DE TIEMPO, EN MIN.	INCREMENTO DE TIEMPO, EN HORAS (2) = (1) ÷ 60	CAP. DE INFILTRACION PROMEDIO, EN mm/hr. (A la mitad del intervalo).	VOLUMEN INFILTRADO (F) EN MILIMETROS. (4) = (2) x (3)	VOLUMEN INFILTRADO ACUMULADO, EN mm. (5) = Acum(4)
0 - 10	0.167	107.6	17.93	17.93
10 - 20	0.167	74.0	12.33	30.26
20 - 30	0.167	55.5	9.25	39.51
30 - 40	0.167	43.0	7.17	46.68
40 - 50	0.167	33.0	5.50	52.18
50 - 60	0.167	26.0	4.33	56.51
60 - 70	0.167	22.0	3.67	60.18
70 - 90	0.333	17.0	5.67	65.85
90 - 120	0.500	13.0	6.50	72.35
120 - 150	0.500	11.0	5.50	77.85

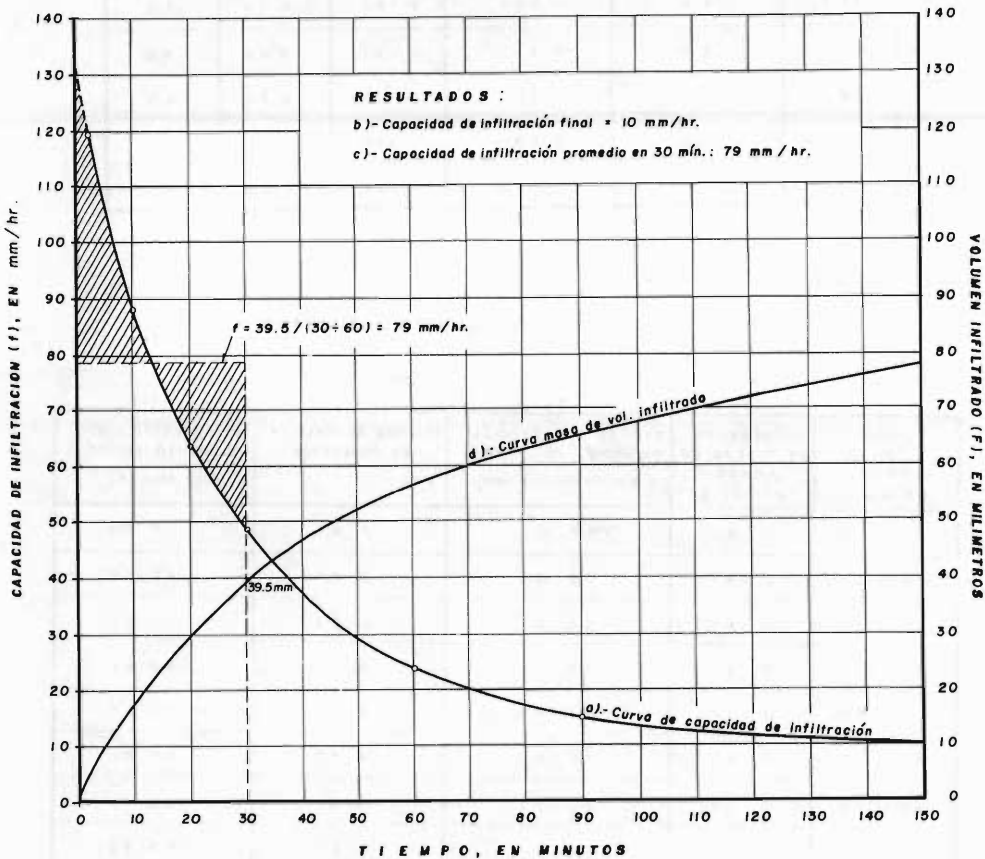
parcelas de pequeño tamaño (1 a 40 m²); para verificar la uniformidad y medir la cantidad de lluvia aplicada (P) se instalan pluviómetros y por otra parte, se requiere un sistema para medición de los escurrimientos (E). Entonces, la lámina infiltrada (F), de acuerdo a la ecuación de balance será:

$$F = P - E - S \quad (6.1)$$

siendo S la suma de los consumos de agua debidos a la intercepción, evapotranspiración y detención superficial (almacenamiento en las depresiones). Generalmente la evapotranspiración se puede despreciar por ser muy corto el intervalo en que se realiza el ensayo.

Existen varios modelos o tipos de infiltrómetros simuladores de lluvia, la descripción de tales tipos se encuentra en las referencias 34 página 111 y en la 16 página 12-7. Por otra parte, en la referencia 16 página 12-8 y en la 26 página 139, se tiene un ejemplo numérico de un ensayo con este tipo de infiltrómetro.

Fig. 6.5
CURVAS DE EJEMPLO 6.1

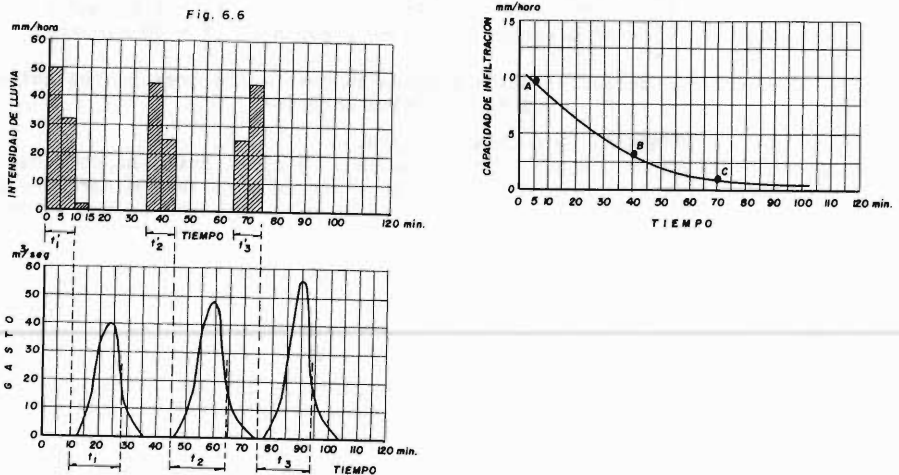


6.5.3 ANALISIS DE HIDROGRAMAS NATURALES EN PARCELAS O CUENCAS PEQUEÑAS.

El funcionamiento hidrológico de una cuenca pequeña y homogénea es, en esencia, la reproducción que se pretende con los infiltrómetros simuladores de lluvia, es to es, que la lluvia sea uniforme. Para este tipo de cuencas, su corriente será intermitente y sólo conducirá escurrimientos después de una lluvia, inclusive li gera; entonces, si se instala un limnógrafo en la salida, se tendrá el registro de niveles, que transformado en gastos con auxilio de la curva elevaciones caudales, permite obtener el hidrograma de respuesta (ver capítulo 8) cuya área equi vale al volumen generado por la tormenta.

La diferencia entre el volumen precipitado y el escurrido, será la suma de la in tercepción, almacenamiento superficial, evapotranspiración e infiltración. De es tos tres sumandos puede despreciarse la evapotranspiración por ser pequeña la -- cuenca y reducido el tiempo en que se hace el balance; respecto a los otros dos términos, podrán ser incluidos en la infiltración pues sus magnitudes son reduci das comparadas con ésta (11,346) y sólo habrá un pequeño error por exceso en la determinación de la curva de capacidad de infiltración.

Para determinar la capacidad de infiltración (f), el volumen infiltrado (F) se - divide entre un tiempo promedio durante el cual la infiltración ocurre en toda - la cuenca. Tal período se inicia con el comienzo de la lluvia en exceso (escurri miento sobre el terreno) y continúa un cierto tiempo después de que ésta termina. En ese momento, si la tormenta cubre toda la cuenca, la infiltración continuará e irá decreciendo conforme el área con escurrimiento superficial también disminu ye. R.E. Horton (34,115) lo toma igual a un tercio del tiempo transcurrido entre el final de la lluvia en exceso y el final del flujo o escurrimiento superficial, es decir, el instante en que la rama descendente del hidrograma presenta el pun to de inflexión, donde se inicia su curva de agotamiento o vaciado. Ver Fig. 6.6 siguiente.



EJEMPLO 6.2:

El siguiente ejemplo numérico corresponde al ejemplo 12 de la referencia 11, pá gina 345. En una cuenca de 6 Km^2 se registraron tres tormentas y sus respectivos hidrogramas de respuesta y se requiere calcular los puntos correspondientes a la curva de capacidad de infiltración.

SOLUCION: De acuerdo a la Fig. 6.6 anterior, el volumen llovido durante la prime

ra tormenta (P_1) será igual a:

$$P_1 = (50 + 32 + 2) (5/60) (1,000 \text{ m}^3/\text{Km}^2) = 42,000 \text{ m}^3$$

(recordar que $1 \text{ mm} = 1,000 \text{ m}^3/\text{Km}^2$).

El volumen de escurrimiento (E), respectivo, se obtiene areando el primer hidrograma y es igual a:

$$E_1 = 27,000 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el volumen infiltrado de acuerdo a la ecuación 6.1, será igual a:

$$P = E + F \quad \therefore \quad F = P - E = 42,000 - 27,000 = 15,000 \text{ m}^3$$

El tiempo durante el cual se ha infiltrado tal volumen, según Horton será:

$$T_1 = 10 + t_1/3 = 10 + 18/3 = 16 \text{ minutos.}$$

la capacidad de infiltración será por lo tanto:

$$f_1 = \frac{15,000 \text{ m}^3}{(16 \text{ min.})(6.0 \cdot 10^6 \text{ m}^2)} = 1.562 \cdot 10^{-4} \text{ m/min.}$$

o sea:

$$f_1 = 9.38 \text{ mm/hr.}$$

El primer punto de la curva de capacidad de infiltración tendrá por ordenada f_1 y por abscisa la mitad del tiempo de lluvia con intensidad mayor a tal velocidad de infiltración, es decir:

$$t_1^1 = \frac{10 \text{ min.}}{2} = 5 \text{ minutos.}$$

De igual forma se obtienen:

$P_2 = 35,000 \text{ m}^3$	$T_2 = 16.3 \text{ minutos.}$	$P_3 = 35,000 \text{ m}^3$	$T_3 = 16.3 \text{ minutos.}$
$E_2 = 30,000 \text{ m}^3$	$f_2 = 3.07 \text{ mm/hr.}$	$E_3 = 33,000 \text{ m}^3$	$f_3 = 1.23 \text{ mm/hr.}$
$F_2 = 5,000 \text{ m}^3$	$t_2^1 = 40 \text{ minutos.}$	$F_3 = 2,000 \text{ m}^3$	$t_3^1 = 70 \text{ minutos.}$

La curva de capacidad de infiltración trazada en base a los tres puntos calculados, está dibujada en la Fig. 6.6 de la página anterior.

6.5.4 ANALISIS DE TORMENTAS EN CUENCAS GRANDES.

En grandes cuencas no es posible aceptar que la lluvia sea uniforme en toda el área, R.E. Horton (34,117) propone el siguiente método para determinar la capacidad de infiltración media (f_a) que se presentó durante la tormenta que se analiza.

El procedimiento supone la disponibilidad de registros de lluvia suficientes, en la cuenca, para representar satisfactoriamente su variación, requiriéndose que al menos una de las estaciones tenga pluviógrafo.

El método está basado en dos hipótesis clave (34,117):

- 1a. En general, las grandes tormentas producen las mayores avenidas en grandes cuencas y sus modelos o patrones de intensidad son muy similares en todas las estaciones adyacentes.
- 2a. Se acepta que el escurrimiento superficial es igual a la diferencia entre la precipitación y la infiltración que ocurre durante el período de lluvia en exceso, es decir, se desprecia la infiltración antes y después de la lluvia en exceso.

A partir de las hipótesis anteriores, el valor que se estima de f_a es la capacidad de infiltración uniforme en la cuenca, tal que multiplicada por un período promedio de lluvia en exceso (pues éste es variable dentro de la cuenca) y restado tal producto de la lluvia total para el mismo intervalo, proporciona el escurrimiento superficial total (34,118).

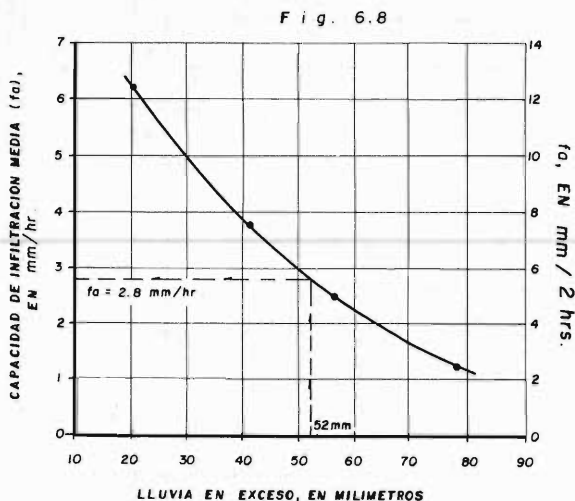
La estación pluviográfica se denomina Estación Base y a las pluviométricas se -- les llama Subestaciones. Primeramente se transforma a porcentajes la curva masa de la estación base, se suponen alturas de lluvia (P) y se obtienen sus variaciones respecto al tiempo, a partir de la curva masa adimensional. En seguida, se -- proponen capacidades de infiltración media (fa) y se determinan para cada una de ellas su correspondiente lluvia en exceso, en milímetros.

Todo lo anterior permite construir curvas de alturas de lluvia totales contra -- sus respectivas lluvias en exceso, para cada valor de fa propuesto (Fig. 6.7). -- Para las lluvias totales en cada subestación, se obtienen con la gráfica anterior, sus valores respectivos de lluvia en exceso para diversos valores de fa, -- por ejemplo, los supuestos para construir la Fig. 6.7, tales lluvias se pesan o ponderan de acuerdo a los polígonos de Thiessen y finalmente se llega a construir una curva de capacidad de infiltración media (fa) contra lluvia en exceso (Fig. 6.8); como es posible conocer esta última a partir del volumen del hidrograma de escurrimiento directo, la infiltración media en la cuenca para la tormenta analizada es fácilmente determinada en la Fig. 6.8. Las figuras citadas corresponden al ejemplo numérico que a continuación se desarrolla.

EJEMPLO 6.3:

En una cuenca de gran extensión se dispone de una estación pluviográfica y cuatro pluviométricas. Una tormenta ocurrida en tal cuenca generó una lluvia en exceso de 52 milímetros, obtenida planimetrando el hidrograma de respuesta respectivo; se pide determinar el valor de la capacidad de infiltración media (fa) ocurrida en la cuenca durante dicha tormenta.

SOLUCION: En las Tablas 6.3 y 6.4 de la página siguiente, se presentan los cálculos necesarios para construir la Fig. 6.7 de la página subsecuente y la Fig. 6.8 siguiente, respectivamente. Por último, entrando a la Fig. 6.8 con el valor de la lluvia en exceso de 52 milímetros, se obtienen la magnitud buscada de fa = -- 2.80 mm /hr.



6.5.5 ENSAYOS EN LISIMETROS.

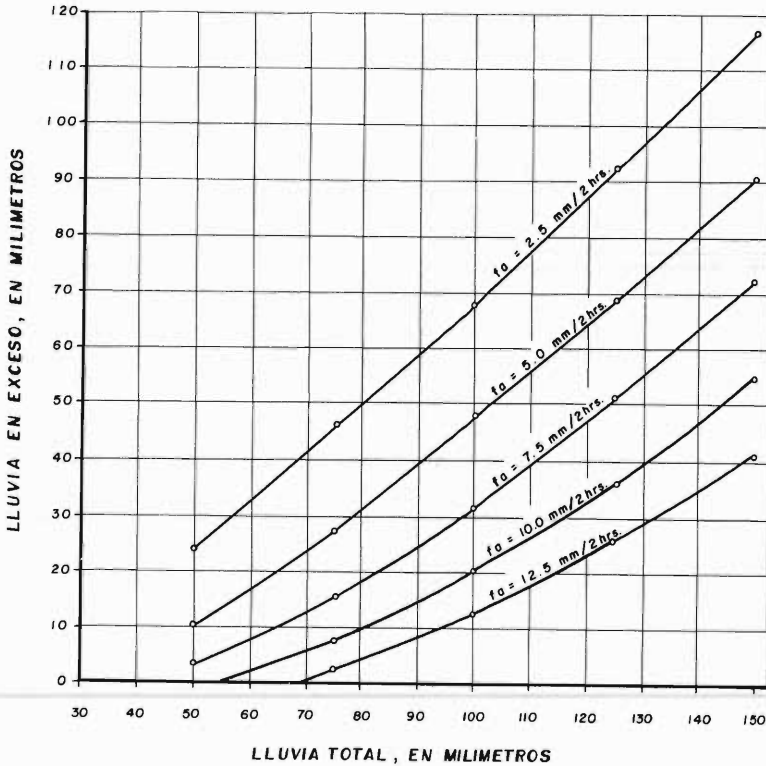
Los lisímetros son dispositivos para medir la cantidad o velocidad del agua que se mueve a través o desde un bloque de suelo, usualmente no alterado y in situ.

Los primeros modelos se construyeron hacia 1688 en Francia, el sistema, con algún perfeccionamiento, como dispositivos de succión, capas drenantes, etc., es el utilizado actualmente (consultar inciso sobre Medición de la Evapotranspiración, en el capítulo 7).

Al agua recolectada debe añadirse la equivalente al incremento de humedad en el suelo y la estimación debida a la evapotranspiración, para poder cuantificar el volumen infiltrado (11,347).

Las desventajas de los lisímetros derivan de su costo, dificultades en su manejo o uso y su artificialidad.

F i g . 6.7



6.6 REPRESENTACION MATEMATICA DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD DE INFILTRACION Y VOLUMEN INFILTRADO.

Los intentos empíricos para ajustar o representar los datos experimentales, han dado por resultado la propuesta de muchas ecuaciones algebraicas de la infiltración, como por ejemplo, las de A.N. Kostiakov, R.E. Horton, W.H. Green-G.A. --- Ampt, D. Kirkham-C.L.Feng, J.R. Philip y H.N. Holtan. Quizás las más sencillas y conocidas sean las dos primeras (15,2) y con respecto a la tercera, presenta un enfoque diferente, por lo tanto, son las que se describen a continuación .

6.6.1 ECUACION DE A.N. KOSTIAKOV.

Kostiakov propuso en 1932 la siguiente ecuación empírica de la forma (15,2):

$$f = c n t^{n-1} \quad (6.2)$$

en la cual:

f = capacidad de infiltración, en mm /hr.

t = tiempo, en minutos, transcurrido desde el comienzo.

c,n = coeficientes.

El volumen infiltrado (F), en milímetros, en un tiempo transcurrido t, será:

$$F = \int_0^t \frac{t}{60} dt = \frac{c}{60} t^n \quad (6.3)$$

La ecuación 6.2 en forma logarítmica es:

$$\log f = \log (c n) + (n - 1) \log t \quad (6.4)$$

En esta forma la ecuación es una línea recta en papel logarítmico, cuya pendiente de la línea es igual a (n - 1).

La fórmula de Kostiakov no permite calcular el valor de la infiltración inicial, pues cuando $t \rightarrow 0$, $\lim f = \infty$ y además, para $t \rightarrow \infty$, $f \rightarrow 0$, lo cual no es cierto.

EJEMPLO 6.4:

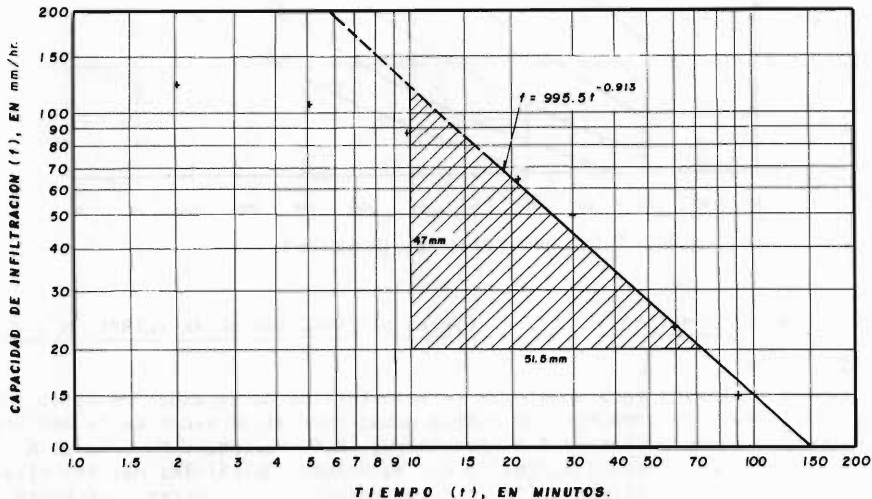
Ajustar la ecuación de Kostiakov a la curva de capacidad de infiltración calculada en la Tabla 6.1 del ejemplo 6.1.

SOLUCION: En la Fig. 6.9 siguiente, se han dibujado los datos correspondientes a las columnas 5 y 6 de la citada Tabla 6.1. Según la figura citada, la pendiente de la recta será:

$$(n - 1) = \frac{47 \text{ mm}}{51.5 \text{ mm}} = -0.913 \quad \therefore n = 0.0874$$

Fig. 6.9

AJUSTE DE LA ECUACION DE A.N. KOSTIAKOV A LOS DATOS DEL EJEMPLO 6.1



Para valuar la constante c, se establece la ecuación de Kostiakov para un punto

cualquiera de la recta, así por ejemplo, para el tiempo correspondiente a 15 minutos, se tiene:

$$f = c \cdot n \cdot t^{n-1} \quad (6.2)$$

$$84 = c (0.0874) (15)^{-0.913}$$

de donde:

$$c \cong 11,390$$

entonces, finalmente:

$$f = 995.5 t^{-0.913} \quad (6.5)$$

que es la ecuación de Kostiakov para los datos del Ejemplo 6.1, con f en mm /hr y t en minutos.

6.6.2 ECUACION DE R.E. HORTON.

Horton en 1940 presentó su fórmula, la cual se deduce considerando que el cambio en la capacidad de infiltración df/dt , con signo negativo, pues f decrece, puede ser considerado proporcional a la diferencia entre la infiltración actual f y la capacidad de infiltración final f_c . Introduciendo un factor positivo de proporcionalidad k, la ecuación diferencial que se obtiene es la siguiente (15,3):

$$- df/dt = k (f - f_c) \quad (6.6)$$

cuya solución es:

$$\ln (f - f_c) = -k \cdot t + c \quad (6.7)$$

Cuando $t = 0$, se tiene que $f = f_0$ y $c = \ln (f_0 - f_c)$; entonces:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-k \cdot t} \quad (6.8)$$

en donde:

f = capacidad de infiltración en el tiempo, en mm /hr.

f_c = capacidad de infiltración final, en mm /hr. Según Horton este valor constante se alcanza después de un período de 1 a 3 horas (34,116).

f_0 = capacidad de infiltración inicial cuando $t = 0$, en mm /hr.

e = base de los logaritmos naturales.

k = constante positiva, cuyas unidades son 1/minuto.

t = tiempo transcurrido desde el comienzo, en minutos.

El volumen infiltrado (F), en milímetros correspondiente a cualquier tiempo t, es igual a:

$$F = \int_0^t \frac{f}{60} dt = \frac{f_c \cdot t}{60} + \frac{(f_0 - f_c)}{60 k} (1 - e^{-k \cdot t}) \quad (6.9)$$

Al transformar la ecuación de Horton (ec. 6.8) a una forma logarítmica se obtiene:

$$\log (f - f_c) = \log (f_0 - f_c) - k \log e \cdot t \quad (6.10)$$

lo cual indica que la fórmula es una línea recta, al representar t contra $\log (f - f_c)$ como variables x,y (19,3). La pendiente de tal recta es igual a :

$$- 1/\log e \cdot k \quad (6.11)$$

La ventaja de la ecuación de Horton estriba en que para $t \rightarrow 0$, $\lim f = f_0 \neq 0$ y - su desventaja principal es que necesita tres parámetros: f_0 , f_c y k, de los cuales f_c debe ser conocido o estimado inicialmente.

En la Fig. 6.10 (16,12-12) de la página siguiente, se muestran los efectos en la curva de capacidad de infiltración debidos a la variación del coeficiente k y en la Tabla 6.5 se tienen unos valores representativos de f_0 , f_c y k para varios tipos de suelos (32,56).

EJEMPLO 6.5:

Ajustar la ecuación de Horton a la curva de capacidad de infiltración calculada en la Tabla 6.1 del Ejemplo 6.1.

Fig. 6.10
EFFECTOS DE LA VARIACION DEL COEFICIENTE K DE LA
FORMULA R. E. HORTON

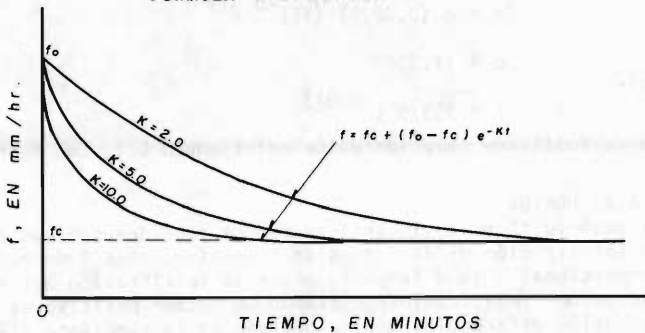


TABLA 6.5
VALORES ORIENTATIVOS DE f_0 , f_c y K DE LA
FORMULA DE R.E. HORTON

TIPO DE SUELO	f_0 (mm/hr)	f_c (mm/hr)	K (min^{-1})
AGRICOLA, DESNUDO.	280	6 - 220	1.6
AGRICOLA, HERBOSO.	900	20 - 290	0.8
TURBA.	325	2 - 20	1.8
ARENO-ARCILLOSO, DESNUDO	210	2 - 25	2.0
ARENO-ARCILLOSO, HERBOSO	670	10 - 30	1.4

SOLUCION: En la Fig. 6.11 de la página subsecuente, se han dibujado los valores correspondientes a las columnas 5 y 6 de la Tabla 6.1, habiendo aceptado previamente un valor de 10 mm/hr para el parámetro f_c . De acuerdo a tal figura, la pendiente de la recta de ajuste (ecuación de Horton) es igual a:

$$-1/\log e \cdot k = -66.2 \text{ minutos.} \quad (6.11)$$

por lo tanto:

$$k = \frac{1.0}{66.2 (0.4343)} = 0.034782 \quad ; \quad k = 0.0348$$

Por otra parte, cuando $t = 0$ se tiene que $f = f_0$, es decir que:

$$f_0 - f_c = 110 \quad (\text{leído en la Fig. 6.11})$$

$$\therefore f_0 = 120 \text{ mm/hr.}$$

entonces:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (6.8)$$

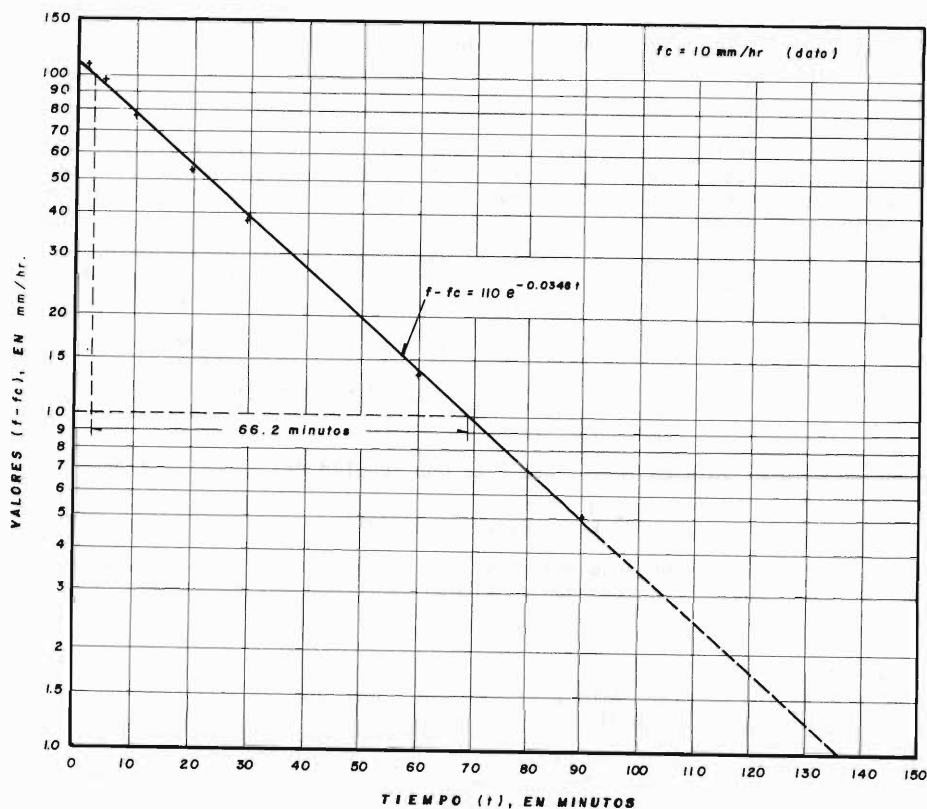
$$f = 10 + 110 e^{-0.348 t} \quad (6.12)$$

La ecuación anterior corresponde a la fórmula de Horton para los datos del Ejemplo 6.1, estando f en mm./hr. y t en minutos.

6.6.3 ECUACION DE W.H. GREEN-G.A. AMPT.

Una de las desventajas de las fórmulas de Kostiaikov y de Horton, así como de va--

Fig. 6.11
AJUSTE DE LA ECUACION DE R.E. HORTON A LOS DATOS DEL EJEMPLO 6.1



rias otras, es que no presentan una dependencia de sus parámetros con el contenido de humedad inicial en el suelo. La ecuación de Green-Ampt muestra esta dependencia explícitamente (15,12).

Green y Ampt propusieron su fórmula en 1911 y es la siguiente (13,2):

$$f = K_s \left[1 + \frac{(M_d \cdot H_f)}{F} \right] \quad (6.13)$$

siendo:

f = capacidad de infiltración, en mm/hr.

Ks = conductividad hidráulica en saturación natural, en mm/hr. Tal condición se debe al aire atrapado en la zona invadida por el agua y de la cual no se puede liberar (15,9).

Md = déficit de humedad inicial, adimensional (volumen entre volumen). Corresponde a la diferencia entre el máximo contenido de agua en saturación natural (porosidad menos contenido de aire residual) y la humedad inicial del suelo.

Hf = succión en el frente húmedo, en milímetros de columna de agua.

F = infiltración acumulada desde el comienzo, en milímetros.

H. Morel-Seytoux ha definido el llamado Factor de Succión-Almacenamiento, S_f , como (15,9):

$$S_f = M_d \cdot H_f \quad (6.14)$$

Entonces, la fórmula de Green y Ampt toma la forma:

$$f = K_s \left[\frac{S_f + F}{F} \right] \quad (6.15)$$

La ecuación anterior representa una línea recta en un papel natural, en cuyas ordenadas se representa la capacidad de infiltración f y en las abscisas, el recíproco del volumen infiltrado F . La fórmula de Green-Ampt no permite evaluar el valor de la infiltración inicial, pues cuando $F \rightarrow 0$, $f \rightarrow \infty$.

De acuerdo a Morel-Seytoux y a J. Khanji, el valor del parámetro S_f fluctúa en un estrecho rango, entre 0 y 102 milímetros (15,10). Por otra parte, de la referencia 13 página 6, se han extraído los siguientes valores con carácter eminentemente orientativo:

suelos arenosos:	15 a 30 milímetros.
suelos franco-arenosos:	30 a 75 milímetros.
suelos francos:	90 a 110 milímetros.
suelos franco-limosos:	20 a 30 milímetros.
suelos arcillosos:	60 a 80 milímetros.

La ecuación para el volumen infiltrado F es una función del tiempo y tiene la expresión siguiente (15,9):

$$t = \frac{F}{K_s} - \frac{S_f}{K_s} \ln (1 + F/S_f) \quad (6.16)$$

La expresión anterior se obtiene sustituyendo f por dF/dt en la ecuación 6.15, separando las variables e integrando el tiempo de cero a t y el volumen infiltrado de cero a F (13,4).

EJEMPLO 6.6:

Ajustar la ecuación de Green-Ampt a la curva de capacidad de infiltración calculada en la Tabla 6.1 del Ejemplo 6.1.

SOLUCION: En la Fig. 6.12 se han dibujado los valores correspondientes a la columna 6 de la Tabla 6.1 y columna 5 de la Tabla 6.2. Se seleccionaron dos valores en el tramo recto, para determinar las magnitudes de los parámetros K_s y S_f , habiéndose obtenido las magnitudes siguientes:

$$K_s = 31.905 \text{ mm /hr.}$$

$$S_f = 99.502 \text{ mm.}$$

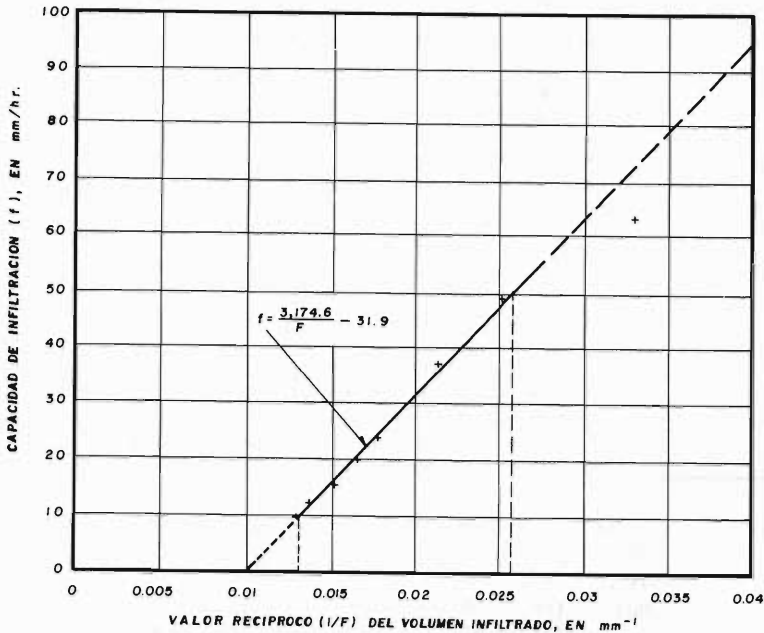
por lo cual, la fórmula de Green-Ampt para los datos del Ejemplo 6.1 con f en mm/hr y F en milímetros es la siguiente (teniéndose dibujada en la Fig. 6.12 de la página subsecuente):

$$f = \frac{3,174.6}{F} - 31.905 \quad (6.17)$$

6.6.4 ECUACION RECOMENDADA PARA LA CURVA DE VOLUMEN INFILTRADO.

Como se observa en las figuras 6.9 y 6.12 anteriormente citadas, las ecuaciones de Kostiakov y de Green-Ampt presentan gran dispersión con los datos en los tiempos iniciales, es decir, con los valores altos de la capacidad de infiltración. Debido a lo anterior, la representación matemática de la curva de volumen infiltrado acumulado por tales fórmulas será errónea. En cambio, la ecuación de Horton (Fig. 6.11) presenta dispersión con los valores bajos de la infiltración y excelente ajuste en los tiempos iniciales, por lo tanto, su representación matemática del volumen infiltrado será mucho más confiable y exacta, recomendándose por ello tal ecuación.

Fig. 6.12
**AJUSTE DE LA ECUACION DE W. H. GREEN - G. A. AMPT
 A LOS DATOS DEL EJEMPLO 6.1**



6.B: LLUVIA EN EXCESO.

OBJETIVO

El objetivo de esta segunda parte del capítulo, es describir el concepto de lluvia en exceso, destacando su importancia en los análisis hidrológicos de estimación de avenidas máximas; además de exponer los diferentes métodos aseguibles para su estimación, los cuales son función de la disponibilidad de datos. Nuevamente las presentaciones teóricas se aclaran en base a ejemplos numéricos.

6.7 CONCEPTO DE LLUVIA EN EXCESO.

Es bastante común observar que, a veces, lluvias de larga duración con alturas o láminas significativas no generan en la cuenca más que un pequeño incremento en el escurrimiento, mientras que bastan tormentas cortas que aportan alturas de lluvia del mismo orden, para producir avenidas importantes (21,389). Lo anterior pone de manifiesto la importancia de conocer en cada instante de la tormenta, que parte o porcentaje de las precipitaciones llegan a producir finalmente escurrimiento directo, es decir, lluvia en exceso.

Si P es la precipitación total que ocurre en la cuenca durante una tormenta, la ecuación de balance hídrico será:

$$P = L + E + S_d + F + P_{ex} \tag{6.18}$$

en la cual:

L = altura de lluvia detenida por la intercepción, es decir, retenida por la ve-

getación, la que retornará a la atmósfera por evaporación durante o después de la tormenta.

E = altura de agua perdida por evaporación del suelo y superficies de agua. Este término puede, generalmente, ser despreciado debido a su reducido valor comparado con Sd y F.

Sd = lámina de agua correspondiente al almacenaje en las depresiones superficiales.

F = altura de agua absorbida por el suelo (infiltración), puede alcanzar los 40 mm/hr al comienzo de una tormenta que cae en un suelo permeable y seco, de ahí va atenuándose hasta llegar a su valor final constante fc (21,390).

Pex= altura de lluvia en exceso (llamada también Lluvia Neta o Lluvia Excedentaria), es la porción de la precipitación total que llega a la salida de la cuenca como escurrimiento superficial directo.

A la suma de los términos L, Sd y F, se le denomina PERDIDA DE LA TORMENTA y en general su sumando más importante lo constituye la infiltración (21,391).

6.8 ESTIMACION DE LAS PERDIDAS INICIALES.

6.8.1 GENERALIDADES.

Tomando en consideración que el método más general para la estimación de las avenidas de diseño de vertedores y otras estructuras hidráulicas que tienen cuencas medianas o grandes, involucra el uso de una tormenta de diseño y a partir de ella, la determinación de las lluvias en exceso, el cálculo práctico de las pérdidas de la tormenta se ha dividido en dos determinaciones:

- Selección de un valor para las llamadas PERDIDAS INICIALES (Ia).
- Adopción de un valor constante de la CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA (f) durante la tormenta.

6.8.2 ORDENES DE MAGNITUD.

G.W. Musgrave y H.N. Holtan (16,12-29) definen a las pérdidas iniciales o Abstracciones Iniciales, como la cantidad máxima de lluvia que puede ser absorbida bajo condiciones específicas sin que se produzca escurrimiento (Ver Fig. 6.13). Estos autores también indican que para las zonas húmedas de U.S.A., las pérdidas iniciales varían de pocos milímetros en la estación de lluvias a aproximadamente 50 milímetros durante el verano y otoño, y para las condiciones precedentes a las grandes avenidas en tales regiones húmedas, fluctúan de 5 a 12 milímetros.

G.A. Alekseev (21,401), para la región de las estepas y bosques en Rusia indica que las pérdidas iniciales a menudo están comprendidas entre 15 y 20 milímetros. Por otra parte, L.R. Beard (2,3-08) sugiere que la magnitud de las pérdidas iniciales fluctúe entre 10 y 20 milímetros, seguida de una velocidad de infiltración constante que varía entre 2 y 10 mm/hr, cuando se estima el hidrograma de la avenida de proyecto.

6.8.3 METODO EMPIRICO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

El U.S. Soil Conservation Service, designa a las pérdidas iniciales como Detención Inicial (Ia) indicando que abarca los tres conceptos siguientes: intercepción, almacenamiento superficial e infiltración, todos los cuales ocurren antes de que el escurrimiento empiece. Basándose en los registros de lluvia y escurrimiento de un número considerable de pequeñas cuencas experimentales, este organismo encontró la siguiente relación (14,10.5):

$$I_a = 0.20(S) \quad (6.19)$$

en la cual, S es la llamada Infiltración Potencial, en milímetros, se determina con la ecuación siguiente, en función del parámetro N denominado Número de la Curva de Escurrimiento del Complejo Hidrológico Suelo-Cobertura (ANEXO C):

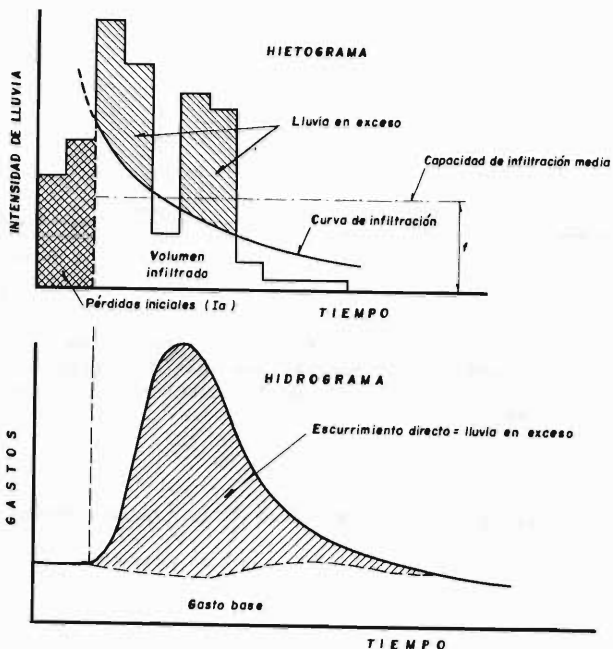
$$S = \frac{25,400.0}{N} - 254.0 \quad (6.20)$$

De acuerdo a G. Aron, A.C. Miller y D.F. Lakatos (1977), la ecuación 6.19 conduce a buenos resultados cuando se procesan grandes tormentas, pero subestima el escurrimiento de pequeñas y medianas tormentas; por ello, estos autores sugieren reducir la abstracción inicial a un valor de (1,2):

$$I_a = 0.10(S) \quad (6.21)$$

Es muy importante destacar que la exactitud del hidrograma de la avenida que se estima para una tormenta de proyecto, depende primeramente de la precisión con que se estimen las pérdidas iniciales I_a , conocido el estado inicial de humedad en la cuenca. Haciendo una relación o catálogo de los valores observados en ciertas cuencas, se podrá, por analogía, estimar mejor la magnitud de I_a (21,401).

Fig. 6.13



6.9 ESTIMACION DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA.

6.9.1 ORDENES DE MAGNITUD.

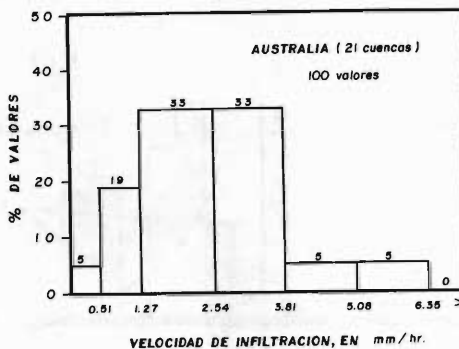
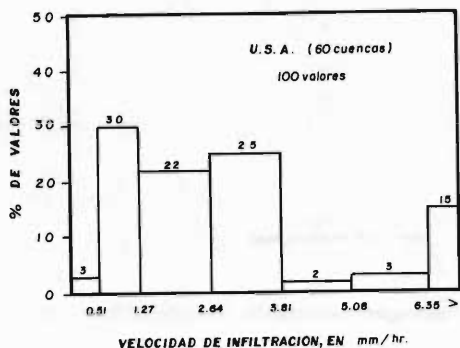
Como se indicó con anterioridad, la capacidad de infiltración y el volumen infiltrado, están íntimamente ligados a las condiciones locales y por lo tanto, los valores promedio citados en la literatura especializada deben ser tomados con --cautela.

No obstante, conviene citar las conclusiones de D.H. Pilgrim en relación a las velocidades de infiltración a utilizar, cuando se estiman las lluvias en exceso durante el cálculo de avenidas de diseño. Pilgrim procesó en total 460 valores -- obtenidos en 101 cuencas de U.S.A., cuyos tamaños variaron de 130 a 46,000 Km² y 150 magnitudes recabadas en 24 cuencas de Australia (20,6).

Con respecto a los valores medios de las pérdidas por infiltración de una tormenta, sus resultados obtenidos se concentran en la Fig. 6.14 siguiente, tales magnitudes son las adecuadas cuando se estiman las avenidas de períodos de retorno de 50 y 100 años. En general, para U.S.A., el 80% y para Australia el 90% de sus cuencas tienen valores menores de 3.81 mm /hr (20,10).

Fig. 6.14

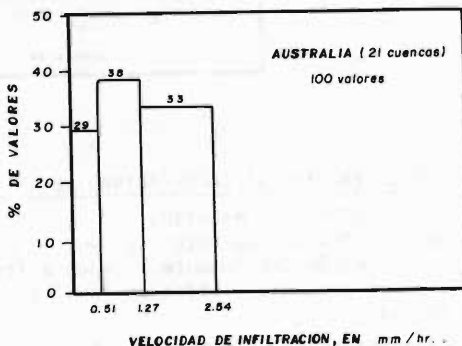
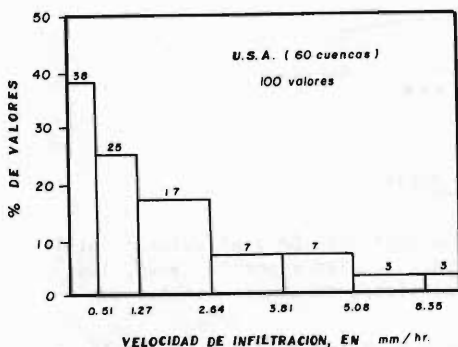
DIAGRAMAS DE FRECUENCIA DE LAS PERDIDAS POR INFILTRACION MEDIAS.



En relación a los valores mínimos, Fig. 6.15 siguiente, estas velocidades de infiltración son útiles cuando se estiman las avenidas de proyecto (40 a 60% de la avenida máxima probable) y en la mayoría de los casos sus magnitudes fueron menores de 2.5 mm /hr (20,12).

Fig. 6.15

DIAGRAMAS DE FRECUENCIA DE LAS PERDIDAS POR INFILTRACION MINIMAS.



6.9.2 CRITERIO EMPIRICO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

De acuerdo a este criterio el valor de la capacidad de infiltración media (f), - en mm /hr (índice ϕ , inciso 6.10.4.1), se estima igual al 10% de la llamada Infiltración Potencial S, según se dedujo de las observaciones experimentales rea-

lizadas en U.S.A., con diferentes tipos de suelos agrícolas y citadas por V.T. - Chow (29,5). El valor de S, en milímetros se calcula con la ecuación 6.20 anterior, entonces:

$$f = 0.10(S) \quad (6.22)$$

Además, el U.S. Soil Conservation Service señala las siguientes velocidades de infiltración mínimas, de acuerdo al grupo hidrológico de suelo definido en el ANEXO C (8,91):

Suelo Grupo A:	7.6 a 11.4 mm /hr.
Suelo Grupo B:	3.8 a 7.6 mm /hr.
Suelo Grupo C:	1.3 a 3.8 mm /hr.
Suelo Grupo D:	1.3 mm /hr.

6.9.3 CRITERIO BASADO EN EL TIPO Y COBERTURA DEL SUELO.

En este método la capacidad de infiltración (f) se determina por el producto de f_1 por C, siendo f_1 la llamada Velocidad de Infiltración al final de una hora -- (30,72), sus ordenes de magnitud se tienen en la Tabla 6.6 siguiente y en la Fig. 6.16 se muestra una relación típica entre f_1 y la velocidad de infiltración a través de un período de lluvia; C es un factor correctivo que toma en cuenta el tipo y las condiciones de la cobertura vegetal, sus valores se seleccionan de la Tabla 6.7 de la página subsecuente (30,73).

Fig. 6.16
CURVA TÍPICA DE CAPACIDAD
DE INFILTRACION

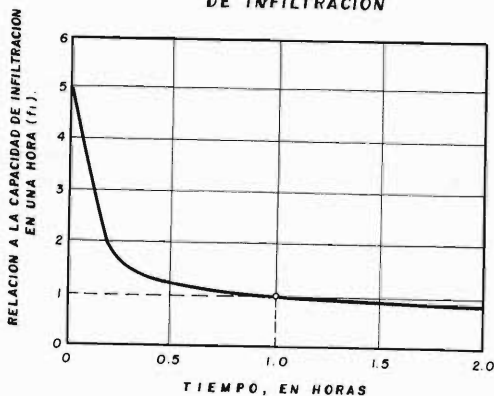


TABLA 6.6
VALORES DE f_1

GRUPO DE SUELOS:	RANGO DE f_1 , EN mm/hr.
Alto	12.5 a 25.0
Intermedia	2.5 a 12.5
Bajo	0.25 a 2.5

En relación a la Tabla 6.6, las siguientes descripciones ayudarán a clasificar los suelos (24,14):

SUELO ARENOSO: Suelo conteniendo alta proporción de partículas arenosas y baja proporción de materiales finos. Consecuentemente, muestran relativa falta de estructura y baja cohesividad. El contenido de arena excede el 80%, cuyos tamaños varían de 0.05 a 2 milímetros de diámetro.

SUELO ARCILLOSO: Suelo con bastante arcilla que lo hace pesado y plástico cuando tiene altos contenidos de humedad. Contiene más del 30% de arcilla, cuyos tamaños son menores de 0.002 milímetros.

SUELO FRANCO: Este término se aplica a un suelo que contiene suficiente variedad de tamaños de partículas y bastante materia orgánica para producir una estructura de agregados, que da como resultado un suelo de buena calidad. Estos suelos deben contener menos del 20% de arcilla y una preponderante cantidad de partícula-

las de arena fina y limo, éstas últimas tienen tamaños que varían de 0.002 a --- 0.05 milímetros de diámetro.

TABLA 6.7
FACTOR DE COBERTURA C

COBERTURA		RANGO DEL FACTOR C
T I P O	CONDICION	
PERMANENTE. (Bosque y Pastizal)	BUENA	3.0 a 7.5
	MEDIA	2.0 a 3.0
	POBRE	1.2 a 1.4
CULTIVOS DENSOS (Alta densidad de siembra)	BUENA	2.5 a 3.0
	MEDIA	1.6 a 2.0
	POBRE	1.1 a 1.3
CULTIVOS DE HILERA	BUENA	1.3 a 1.5
	MEDIA	1.1 a 1.3
	POBRE	1.0 a 1.1

Las características de los grupos de suelos marcados en la Tabla 6.6 de la página anterior, son (24,15):

GRUPO ALTO: Incluye los suelos arenosos principalmente, pero además aquellos sue los franco-limosos, es decir, suelos desmenuzables. Los valores altos de f_1 son asociados con suelos arenosos porosos y sueltos. Las magnitudes bajas de f_1 es--tán asociadas con suelos de bajo contenido de arcilla, alta proporción de mate--ría orgánica, alto grado de agregación y bajos cambios de volumen con las varia--ciones en el contenido de humedad.

GRUPO INTERMEDIO: Los valores altos de f_1 corresponden a los suelos que se apro--ximan al grupo alto y las magnitudes bajas están asociadas con suelos que se ase--mejan a los suelos del grupo inferior.

GRUPO INFERIOR: Este grupo incluye suelos arcillosos y franco-arcillosos, además de aquellos que tienen otras texturas que presentan densas estructuras. Los valo--res altos de f_1 corresponden a los suelos francos con alto contenido de arcilla, bajo grado de agregación (estructura densa) y excesivos cambios de volumen con -- las variaciones de humedad. Las magnitudes bajas de f_1 se asignan generalmente -- a los suelos arcillosos, estos suelos son altamente plásticos cuando están moja--dos y son más porosos y densos que los suelos francos pesados.

Por otra parte, la importante influencia de la cobertura vegetal en la capacidad de infiltración se estima con los valores del factor C, seleccionables en la Ta--bla 6.7 de esta página, cuya descripción es la siguiente (24,16):

COBERTURA FORESTAL (BOSQUE).

CONDICION BUENA: Capa de humus de 2.5 centímetros de espesor o mayor; suelo no -- erosionado, ni con pastoreo excesivo.

CONDICION MEDIA: Capa de humus de 25 a 6 milímetros de espesor; suelo no erosio--nado, ni con pastoreo excesivo.

CONDICION POBRE: Capa de humus menor de 6 milímetros de espesor; suelo erosiona--do previamente y con pastoreo excesivo.

COBERTURA DE PASTIZAL.

CONDICION BUENA: Cobertura vegetal densa de alta calidad de pasto, teniendo sis--

temas de raíces bien desarrollados; el área ha tenido pasto por varios años y no tiene excesivo pastoreo.

CONDICION MEDIA: Las áreas con condición buena, varían del 80 al 30% y toda el área tiene al menos dos años con pasto y no tiene pastoreo excesivo.

CONDICION POBRE: Las áreas de condición buena cubren menos del 30%, existen zonas con pasto de baja calidad y se tiene pastoreo excesivo.

COBERTURA DE CULTIVOS DENSOS (Alta Densidad de Siembra).

El término se refiere al cultivo de granos pequeños, rotaciones y cultivos de invierno, de manera que la capacidad de infiltración del terreno varía enormemente a través del año.

CONDICION BUENA: Alta densidad de plantas, suelo fértil en alto nivel.

CONDICION MEDIA: La densidad de áreas con condición buena varía del 80 al 30%.

CONDICION POBRE: Cobertura algo dispersa, de manera que menos del 30% corresponde a zonas de condición buena; la fertilidad del suelo es tal que rinde menos del 30% en relación a los suelos de la condición buena.

COBERTURA DE CULTIVOS EN HILERA.

Existe una gran variación en las condiciones de los cultivos en hilera, por ejemplo, en primavera; el suelo está desnudo y posteriormente sigue un período en el que las plantas son pequeñas y proveen protección al terreno contra el impacto de las gotas de lluvia. Después de la cosecha y durante el invierno el campo queda prácticamente desnudo.

CONDICION BUENA: Vegetación bastante desarrollada, suelo con alta fertilidad y una buena rotación con todas las prácticas necesarias.

CONDICION MEDIA: Vegetación buena, la fertilidad del suelo es tal que su rendimiento varía del 80 al 30% del que se tiene en las zonas de condición buena; el terreno tiene una rotación favorable.

CONDICION POBRE: Vegetación pobre, la fertilidad del suelo equivale a un rendimiento menor del 30% del correspondiente a los suelos de la condición buena, los cultivos se desarrollan continuamente en las hileras y las prácticas de conservación son malas.

6.10 ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO.

6.10.1 METODO DE H.D. AYERS.

Según Ayers (1959), la capacidad de almacenamiento de un suelo determinará la magnitud de las pérdidas iniciales (l_a) y después, con el tiempo, su capacidad de transmisión definirá la reducción de la lluvia de la tormenta por infiltración, condicionando el valor del escurrimiento superficial (6,5.5), es decir que:

$$P_{ex} = P - l_a - f'_c \cdot t \quad (6.23)$$

siendo:

P_{ex} = lluvia en exceso, en milímetros.

P = lluvia total, en milímetros.

l_a = pérdida inicial, en milímetros.

f'_c = velocidad de transmisión del agua por el suelo, en mm /hr.

t = tiempo, después que la ha sido satisfecha, o que el perfil de humedad se ha desarrollado, en hrs.

La pérdida inicial está integrada por el agua necesaria para satisfacer el déficit de humedad del suelo (D.H.S.) en el estrato superior del terreno de 30 centímetros, según Ayers. En la Tabla 6.8 de la página subsiguiente, se tienen unos valores orientativos según el tipo de suelo, de la humedad a capacidad de campo (28,110). Al restar a los valores de la Tabla 6.8 el contenido de humedad del suelo antes de la tormenta, se obtiene una estimación de la D.H.S.

Ayers sugiere los valores dados en la Tabla 6.9 de la página siguiente, para la velocidad de transmisión f'_c , para diferentes perfiles de suelo y coberturas vegetales (6,5.5).

TABLA 6.8
VALORES ORIENTATIVOS DE LA HUMEDAD DEL SUELO

TEXTURA DEL SUELO:	HUMEDAD EN MM. POR CADA 30 cm DE ESPESOR DE SUELO.		
	A CAPACIDAD DE CAMPO	A PUNTO DE MARCHEZ PERMANENTE.	HUMEDAD UTILIZABLE
Arenosa	30.5	7.6	22.9
Arenosa fina	35.6	10.2	25.4
Arenosa franca	48.3	15.2	33.1
Arenosa fina franca	66.0	20.3	45.7
Franca	81.3	30.5	50.8
Franca limosa	86.4	35.6	50.8
Arcillosa franca ligera	91.4	40.6	50.8
Arcillosa franca	96.5	45.7	50.8
Arcillosa franca pesada	99.1	53.3	45.8
Arcillosa	99.1	63.5	35.6

TABLA 6.9
VELOCIDAD DE TRANSMISION (fc) EN SUELOS NO CONGELADOS,
EN mm/hr.

TIPO DE SUELO:	TIPO DE COBERTURA VEGETAL					
	SUELO DESNUDO	CULTIVOS EN HILERA	PASTIZAL POBRE	GRANOS PEQUEÑOS	PASTIZAL BUENO	BOSQUE
DE TEXTURA GRUESA.	7.6	12.7	15.2	17.8	25.4	76.2
DE TEXTURA MEDIA.	2.5	5.1	7.6	10.2	12.7	15.2
DE TEXTURA MEDIA Y FINA.	1.3	1.8	2.5	3.8	5.1	6.4
SOMERO SOBRE ROCA. (< 60 cm. de espesor)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

6.10.2 METODO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA.

Este método es básicamente el descrito en el inciso 6.8 para determinar las lluvias en exceso de un hietograma de diseño, estando constituido por dos estimaciones: primera, las denominadas Pérdidas Iniciales (Ia) y segunda, la selección de un valor constante para la llamada Capacidad de Infiltración Media (f), en sustitución de la curva de infiltración real (ver Fig. 6.13). Los criterios para la cuantificación de la primera magnitud fueron expuestos en el citado inciso 6.8 y los disponibles para la estimación de la segunda, se presentaron en el inciso -- 6.9.

6.10.3 METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

De acuerdo al U.S. Soil Conservation Service (14,10.4), el escurrimiento superficial acumulado Q en milímetros (igual a la lluvia en exceso Pex) tiene la expresi-

sión siguiente (ver ANEXO C para deducción de tal ecuación):

$$Q = P_{ex} = \frac{P_e^2}{P_e + S} \quad (6.24)$$

siendo S, la ya definida Infiltración Potencial que se estima con la ecuación --- 6.20 y P_e la llamada Precipitación en Exceso Acumulada, igual a:

$$P_e = P - I_a \quad (6.25)$$

en donde, P es la Lluvia Acumulada en milímetros e I_a es la abstracción inicial estimada con la ecuación 6.19 ó 6.21, de acuerdo a la magnitud de la tormenta.

Entonces, si $I_a = 0.20(S)$ la ecuación 6.24 se transforma en:

$$Q = P_{ex} = \frac{(P - 5,080/N + 50.8)^2}{(P + 20,320/N - 203.2)} \quad (6.26)$$

en cambio, si $I_a = 0.10(S)$ se tiene:

$$Q = P_{ex} = \frac{(P - 2,540/N + 25.4)^2}{(P + 22,860/N - 228.6)} \quad (6.27)$$

en las expresiones anteriores, N es el número de la curva de escurrimiento del - complejo hidrológico suelo-cobertura (ANEXO C), adimensional; P y P_{ex} están expresadas en milímetros.

EJEMPLO 6.7:

Estimar las lluvias en exceso para la tormenta cuyas lluvias acumuladas se tienen en la columna 3 de la Tabla 6.13 de la página 6.36, utilizando la ecuación - 6.27 por ser un aguacero de pequeña magnitud y sabiendo que el número N se estimó igual a 91.

SOLUCION: Simplemente se aplica la ecuación 6.27, que para este caso se simplifica en:

$$P_{ex} = \frac{(P - 2.512)^2}{(P + 22.609)} \quad (6.28)$$

Los resultados obtenidos se han concentrado en la siguiente Tabla 6.10. Al comparar los resultados obtenidos con este criterio y los calculados en el Ejemplo -- 6.10 (Tabla 6.13, columna 8), se observa una excelente correspondencia, con excepción del valor estimado para el primer intervalo de lluvia.

TABLA 6.10
(RESULTADOS DEL EJEMPLO 6.7)

TIEMPO ACUMULADO, EN MINUTOS	LLUVIA ACUMULADA, P, EN mm.	LLUVIA EN EXCESO ACUMULADA P _{ex} , EN mm.	LLUVIA EN EXCESO P _{ex} , EN mm.
0	0	0	
20	12.7	2.9	2.9
40	33.0	16.7	13.8
60	38.1	20.9	4.2
80	40.6	23.0	2.1
100	53.5	43.2	20.2
120	76.2	55.0	11.8

6.10.4 METODOS DE LOS INDICES DE INFILTRACION.

Como se ha puesto de manifiesto, existe una estrecha relación entre el escurrimiento superficial y la infiltración en la cuenca, debido a esto los hidrólogos han propuesto restar a la intensidad o magnitud de la lluvia, que se estima sea superior a la capacidad de infiltración, una cantidad constante en el tiempo. A esta magnitud constante se le llama INDICE DE INFILTRACION y es simplemente un valor medio estimado de la capacidad de infiltración y como ésta es decreciente en el tiempo, la lluvia en exceso, así determinada, lo será por exceso al comienzo y por defecto, al final de la tormenta analizada (11,347).

Los índices de infiltración más comunes son: el ϕ , el W y el W mínimo.

6.10.4.1 METODO DEL INDICE ϕ . Este índice representa la intensidad media de infiltración por encima de la cual toda cantidad de lluvia forma escurrimiento superficial, o sea, que incluye la parte de la precipitación que por una u otra razón no llega a escurrir superficialmente, es decir, intercepción, almacenamiento en depresiones, evapotranspiración e infiltración (11,347). Conocida la lluvia en exceso (Pex), obtenida planimetrando el hidrograma de respuesta, se traza (por tanteos) en el hietograma correspondiente, una paralela al eje de los tiempos, de tal forma que la porción de hietograma que queda encima de esta línea paralela sea igual a la lluvia en exceso y lógicamente, la ordenada de tal recta es el ϕ buscado.

6.10.4.2 METODO DEL INDICE W. Con este índice se pretende tener una mayor precisión al restar a la lluvia ocurrida, además del escurrimiento, el almacenamiento en las depresiones y la pérdida por intercepción (16,12-29).

6.10.4.3 METODO DEL INDICE W MINIMO. Cuando una cuenca está saturada por las lluvias precedentes, su capacidad de infiltración es constante e igual al valor límite f_c , un índice W estimado en tal circunstancia corresponde al mínimo y en tal condición los índices ϕ y W serán casi idénticos.

EJEMPLO 6.8:

Calcular el índice de infiltración media ϕ , para la tormenta cuya curva masa se tiene en la Tabla 6.3 columna 3, sabiendo que la lluvia promedio sobre una cuenca de 510 Km² fue de 77 milímetros y que la lámina de escurrimiento obtenida del correspondiente hidrograma de respuesta fue de 38 milímetros.

SOLUCION: En la Tabla 6.11 de la página siguiente, se tienen los cálculos respectivos y en la Fig. 6.17 se muestran los resultados.

Conviene señalar, que cuando la altura de lluvia de un cierto intervalo es menor que el índice ϕ , se acepta que todo el volumen llovido se infiltró; para el ejemplo analizado, esto ocurrió al inicio y al final de la tormenta y entre las 16 y 18 horas. Debido a lo anterior, la evaluación del volumen infiltrado F durante la tormenta no podrá ser llevada a cabo multiplicando simplemente el índice ϕ , -- por la duración de la tormenta (Dt) y por el área de cuenca (A), pues se estaría sobreestimando el valor de F, sino que será determinado por la ecuación siguiente (26,148):

$$F = (P - Pex) A \quad (6.29)$$

siendo:

F = volumen infiltrado, en metros cúbicos.

P = lluvia total ocurrida durante la tormenta, en metros.

Pex = lluvia en exceso total, en metros.

A = área de cuenca, en metros cuadrados.

Para los valores numéricos de este ejemplo se tiene:

$$F = \phi Dt \cdot A = (1.87 \text{ mm /hr}) (28 \text{ hrs.}) (510 \cdot 10^6 \text{ m}^2) (1/10^3 \text{ m /mm}) = 26.704 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

(valor erróneo)

$$F = (P - Pex) A = (77 \text{ mm} - 38 \text{ mm}) (510 \cdot 10^6 \text{ m}^2) (1/10^3 \text{ m /mm}) = 19.89 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

(valor correcto)

TABLA 6.11
CALCULO DEL INDICE ϕ

LLUVIA EN EXCESO = 38.0 mm.

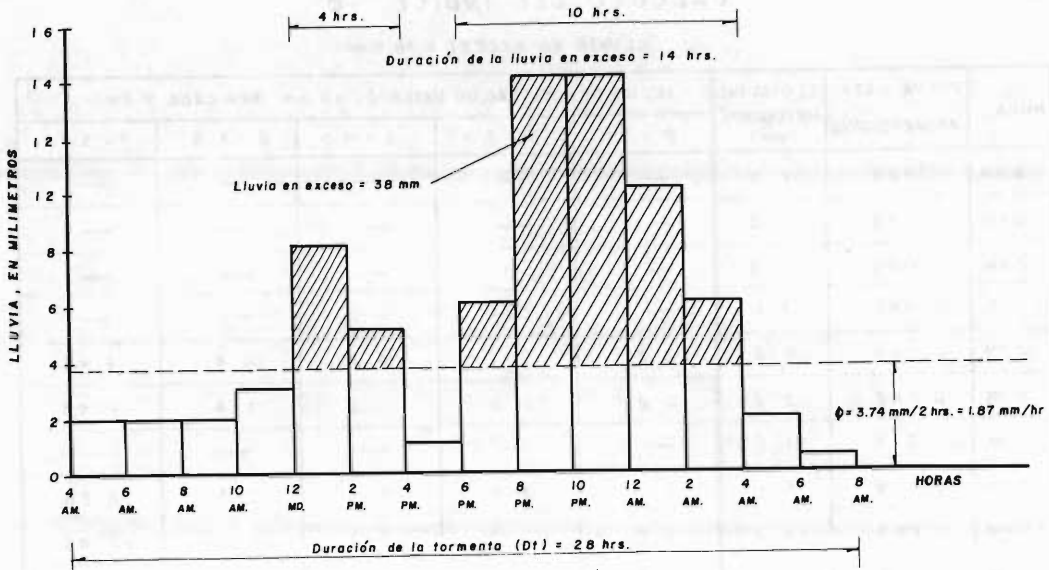
HORA	CURVA MASA ADIMENSIONAL	LLUVIA DEL HIETOGRAMA (mm.)	INDICE DE INFILTRACION MEDIA ϕ , EN mm POR CADA 2 horas.				
			$\phi = 5.0$	$\phi = 3.0$	$\phi = 4.0$	$\phi = 3.8$	$\phi = 3.74$
6 AM.	0.026	2.0	—	—	—	—	—
8 AM.	0.026	2.0	—	—	—	—	—
10 AM.	0.026	2.0	—	—	—	—	—
12 MD.	0.040	3.1	—	0.1	—	—	—
2 PM.	0.106	8.2	3.2	5.2	4.2	4.4	4.46
4 PM.	0.067	5.2	0.2	2.2	1.2	1.4	1.46
6 PM.	0.014	1.1	—	—	—	—	—
8 PM.	0.079	6.1	1.1	3.1	2.1	2.3	2.36
10 PM.	0.185	14.2	9.2	11.2	10.2	10.4	10.46
12 PM.	0.185	14.2	9.2	11.2	10.2	10.4	10.46
2 AM.	0.132	10.2	5.2	7.2	6.2	6.4	6.46
4 AM.	0.079	6.1	1.1	3.1	2.1	2.3	2.36
6 AM.	0.026	2.0	—	—	—	—	—
8 AM.	0.008	0.6	—	—	—	—	—
Σ	1.000	77.0	29.2(<)	43.3(>)	36.2(<)	37.6(<)	38.02(\sim)

Por otra parte, también conviene aclarar que el cálculo del índice ϕ , es sólo un caso particular del método de Horton (inciso 6.5.4) para determinar la capacidad de infiltración media (fa) en cuencas grandes, en el que ahora se considera distribución uniforme de la lluvia, o bien, únicamente se dispone de una estación pluviográfica (estación base) y no existen subestaciones. Entonces, para este caso el valor del índice ϕ se podría haber obtenido en la Fig. 6.7, entrando con los datos de lluvia total y lluvia en exceso e interpolando entre las curvas de fa.

6.10.5 METODO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION PARA TORMENTAS AISLADAS.
La aplicación de este método abarca cuatro pasos básicos que son:

- 1o. Seleccionar la curva de capacidad de infiltración apropiada, después de tomar en cuenta ciertos factores como: tipo de suelo, contenido inicial de humedad en el suelo y tipo de vegetación de la cuenca.
- 2o. Dibujar sobrepuestos el hietograma de la tormenta de diseño y la curva de capacidad de infiltración (ver Fig. 6.21).
- 3o. Restar una parte a la lluvia para tomar en cuenta la intercepción y el -

Fig. 6.17



almacenamiento en depresiones. Esta deducción se efectúa en el primer intervalo de la lluvia en exceso, que es durante el cual, la vegetación se humedece y las depresiones se llenan (ver Fig. 6.18 de la página siguiente).

Si la lluvia se interrumpe o disminuye durante uno o varios intervalos, parte o todo el almacenamiento en las depresiones se infiltra y una nueva deducción puede ser necesaria. Para la estimación de la magnitud del almacenamiento en las depresiones, la inspección del terreno inmediatamente después de una fuerte tormenta, podría ser de gran utilidad. Otra deducción que se debe tomar en cuenta corresponde al llamado: Almacenamiento por Detención Residual, que es el volumen infiltrado desde el final de la tormenta, cuando el agua existente sobre el terreno fluye hacia los cauces; esta porción se resta al último intervalo de lluvia en exceso.

40. Cuantificar las lluvias en exceso en cada intervalo, areando entre la curva de capacidad de infiltración y el hietograma, transformando de intensidades a láminas de lluvia, en milímetros.

El criterio anterior es válido únicamente para tormentas muy intensas en su inicio y en las cuales el hietograma continuamente permanece sobre la curva de infiltración (15,3-3). Cuando las intensidades de lluvia iniciales son menores que la capacidad de infiltración del terreno, toda su lluvia será absorbida por el suelo y la curva de infiltración para la tormenta deberá ser ajustada. El procedimiento de ajuste se ilustra en la Fig. 6.19 de la página subsecuente y en el ejemplo numérico siguiente se desarrolla su aplicación.

EJEMPLO 6.9:

Determinar las lluvias en exceso para la tormenta cuyo hietograma se tiene en la Fig. 6.21 de la página 6.35, sabiendo que la capacidad de infiltración del te--

Fig. 6.18
ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO

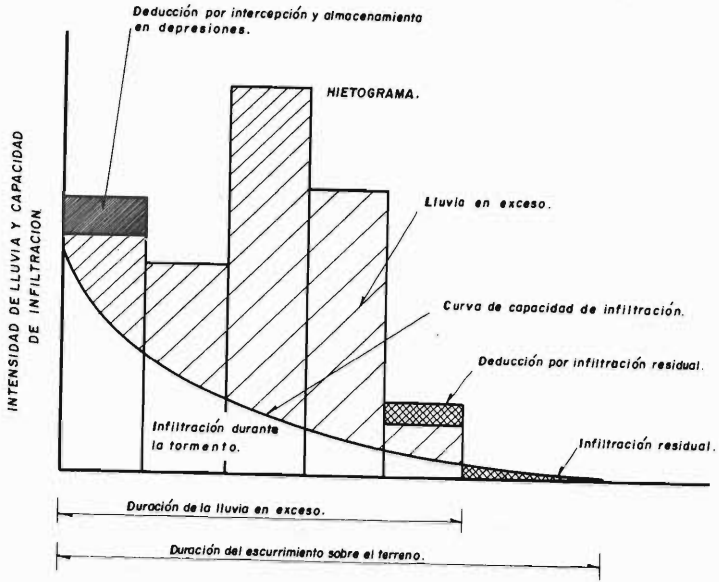
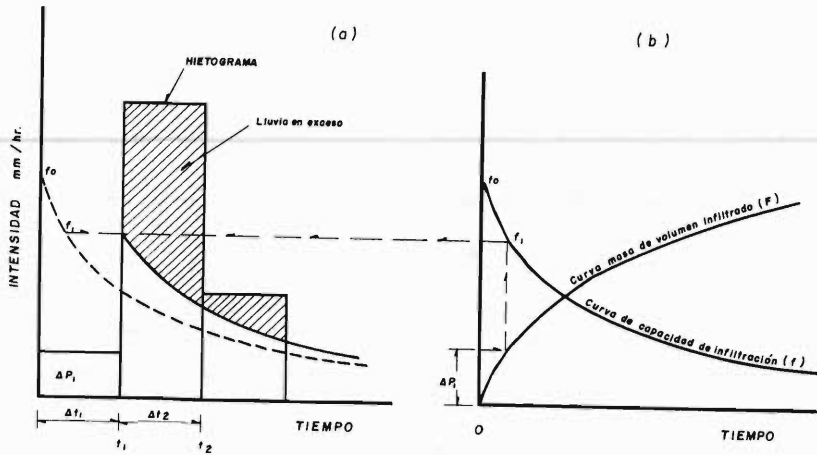


Fig. 6.19
AJUSTE DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION
POR LLUVIA INICIAL REDUCIDA



rreno puede ser representada por la curva deducida en el Ejemplo 6.1.

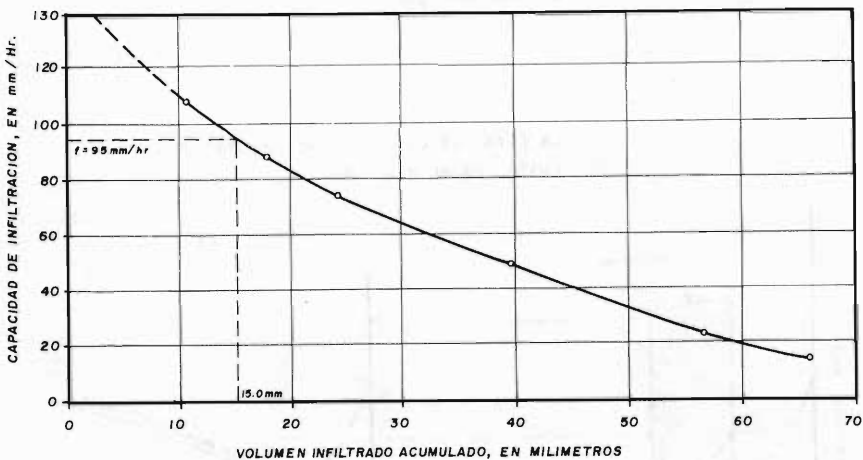
SOLUCION: En la Tabla 6.12 siguiente se tienen determinados en su primera columna los volúmenes infiltrados F hasta los tiempos indicados y en su tercera columna, se citan las capacidades de infiltración al final del intervalo analizado, f mm, ambos tomados de la Fig. 6.5 del ejemplo 6.1; con estos valores se construyó la Fig. 6.20 de esta página, denominada: Curva Masa de Infiltración, la cual sustituye a la Fig. 6.19(b), es decir, a las curvas de capacidad de infiltración y de volúmenes infiltrados acumulados.

TABLA 6.12

INTERVALO, EN MINUTOS.	VOLUMEN INFILTRADO ACUMULADO F, EN mm	f AL FINAL DEL INTERVALO, EN mm/hr.
0 - 5	10.5	107.0
0 - 10	17.9	87.8
0 - 15	24.2	74.5
0 - 30	39.5	48.8
0 - 60	56.5	23.9
0 - 90	65.9	15.0

Fig. 6.20

CURVA MASA DE INFILTRACION



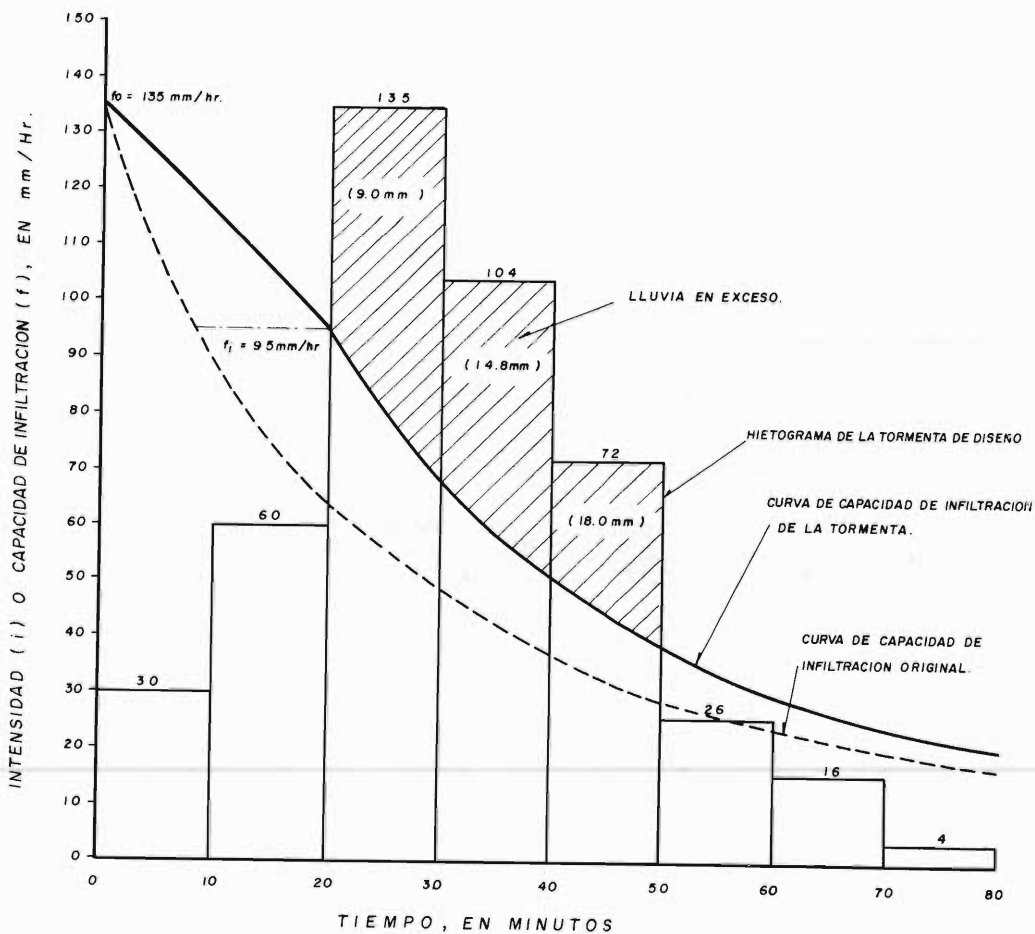
De acuerdo a la Fig. 6.21 de la página siguiente, los dos primeros incrementos - del hietograma serán absorbidos por el suelo, pues sus intensidades no superan - su capacidad de infiltración. El volumen infiltrado será igual a:

$$F = (30 + 60) \left(\frac{10 \text{ min.}}{60 \text{ min.}} \right) = 15 \text{ milímetros.}$$

Llevando el valor anterior a la Fig. 6.20 se obtiene la magnitud de la velocidad de infiltración inicial f_i , en este caso 95 mm /hr ubicada en una abscisa (tiempo) de 20 minutos; a partir del punto anterior se lleva una paralela a la curva

de capacidad de infiltración y se definen las lluvias en exceso (ver Fig. 6.21), las que posteriormente se pueden reducir para tomar en cuenta la interceptación, - el almacenamiento en depresiones y la infiltración por detención residual.

Fig. 6.21
ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO
A PARTIR DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION



6.10.6 METODO BASADO EN LA FORMULA DE INFILTRACION FUNCION DEL NUMERO N, PARA SE CUENCIAS DE TORMENTAS.

G. Aron, A.C. Miller y D.F. Lakatos (1977) indican que las ecuaciones existentes para representar la infiltración, como las descritas en el inciso 6.6 anterior, contienen coeficientes que sólo pueden ser evaluados con garantía por medio de ensayos de campo y en la práctica, el uso de valores típicos de tales coeficientes puede conducir a graves errores (1,1).

La fórmula de infiltración que desarrollaron Aron, Miller y Lakatos, está basada en las ecuaciones del escurrimiento superficial del U.S. Soil Conservation Service, mismas que son función del número N de la curva de escurrimiento que representa al complejo hidrológico suelo-cobertura (ANEXO C).

En base a las ecuaciones 6.24 y 6.25 se puede establecer que la infiltración acumulada F se puede estimar por la fórmula siguiente:

$$F = Pe - Q = Pe - \frac{Pe^2}{Pe + S} = \frac{Pe \cdot S}{Pe + S} \quad (6.30)$$

Diferenciando la ecuación anterior con respecto a P (ya que, $Pe=P-Ia$), se obtiene el incremento de infiltración ΔF durante cada intervalo de análisis de una tormenta compleja o secuencia de aguaceros, esto es:

$$\Delta F = \left(\frac{S}{Pe + S} \right)^2 \Delta Pe \quad (6.31)$$

La ecuación anterior es función de S, de la lluvia acumulada P hasta un tiempo t y del incremento de lluvia ΔP que cae durante el intervalo de análisis Δt . Los autores consideran que la ecuación 6.31 es conceptual y físicamente más realista que la ecuación de Horton, la cual marca una estricta dependencia de la infiltración con el tiempo (1,3). En el ejemplo numérico siguiente, se describe la forma de operar con la ecuación 6.31, dicho ejemplo está tomado de la citada referencia 1, página 4.

EJEMPLO 6.10:

Estimar las lluvias en exceso para la secuencia de tormenta que se tabula en la columna 2 de la Tabla 6.13 de cálculo, utilizando la ecuación 6.31.

TABLA 6.13

ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO EN BASE A LA FORMULA DE INFILTRACION

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
TIEMPO ACUMULADO t en min.	INCREMENTO DE LLUVIA ΔP en mm	LLUVIA ACUMULADA P en mm	LLUVIA EN EXCESO ACUMULADA Pe en mm	LLUVIA EN EXCESO ACUMULADA A LA MITAD DEL INTERVALO Pe en mm	INCREMENTO DE LLUVIA EN EXCESO ΔPe en mm	INCREMENTO DE INFILTRACION ΔF en mm	INCREMENTO DE ESCURRIMIENTO Q en mm	VELOCIDAD DE INFILTRACION $\Delta F/\Delta t$ en mm/hr
0		0	0					
	12.7			5.10	10.2	7.0	5.7	21.0
20		12.7	10.2					
	20.3			20.35	20.3	6.2	14.1	18.6
40		33.0	30.5					
	5.1			33.05	5.1	1.0	4.1	3.0
60		38.1	35.6					
	2.5			36.85	2.5	0.4	2.1	1.2
80		40.6	38.1					
	22.9			49.55	22.9	2.6	20.3	7.8
100		63.5	61.0					
	12.7			67.35	12.7	0.9	11.8	2.7
120		76.2	73.7					

SOLUCION: Los cálculos se han dispuesto en una tabulación (Tabla 6.13 de la página anterior), en la cual, las tres primeras columnas corresponden al hietograma de la tormenta. La columna 4 se determina por medio de la ecuación 6.25, calculando primeramente la con la fórmula 6.21. En el ejemplo se estimó en 91 el valor del número N (ANEXO C), por lo cual:

$$s = \frac{25,400.0}{91} - 254.0 = 25.12 \text{ milímetros.} \quad (6.20)$$

entonces:

$$I_a = 0.10(S) = 0.10 (25.12) = 2.5 \text{ milímetros.} \quad (6.21)$$

Las columnas 5 y 6 se obtienen a partir de la columna 4 y son requeridas en la aplicación de la ecuación 6.31 como se indica más adelante. Los valores de la columna 7 se calculan como se ilustra a continuación para los dos primeros cálculos:

$$\Delta F = \left(\frac{25.12}{5.10 + 25.12} \right)^2 (10.2) = 7.0 \text{ milímetros.} \quad (6.31)$$

$$\Delta F = \left(\frac{25.12}{20.35 + 25.12} \right)^2 (20.3) = 6.2 \text{ milímetros.} \quad (6.31)$$

La columna 8 es igual a la diferencia entre la columna 2 menos la 7 y equivale a la lluvia en exceso buscada, por último, la columna 9 es igual a los valores de la 7 entre 20 (magnitud del intervalo de análisis, en minutos) y por 60 para transformar a mm./hr. En la Fig. 6.22 de la página subsiguiente se han dibujado los resultados (columnas 2 y 9).

6.10.7 METODO DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE INFILTRACION PARA SECUENCIAS DE TORMENTAS.

Las correcciones a la curva de capacidad de infiltración a utilizar en el análisis de aguaceros intermedios, dentro de una tormenta de gran duración, siguen las mismas consideraciones asentadas en la Fig. 6.19(a). Pero convendría tomar en cuenta el restablecimiento que sufre la curva de capacidad de infiltración, cuando cesa la lluvia en exceso, debido a la disminución de su intensidad. Para el caso de suelos ligeros (bien drenados), se acepta que la curva de capacidad de infiltración se recupera totalmente si el intervalo entre las tormentas que generan escurrimiento es mayor de 6 horas, en cambio, en suelos pesados, debido a su baja capacidad de drenado, el efecto de las lluvias precedentes puede durar varios días.

Tomando en cuenta que quizás el factor más importante que afecta a la curva de capacidad de infiltración, sea el contenido de humedad del suelo, C.N. Papadakis y H.C. Preul proponen un método que consiste en efectuar una serie de pruebas de infiltración usando un infiltrómetro de tipo inundador y ajustar la ecuación de Horton a los datos (19,10) así se obtienen valores de f_0 , f_c y k en cada ensayo.

A partir de los registros de lluvia diaria, de dos meses antes de iniciarse las pruebas, se determina el Índice de Precipitación Antecedente (IPA) que corresponde a cada ensayo. Finalmente se dibujan f_0 y k contra IPA. En la Fig. 6.23 de la página número 6-39, se muestran los resultados de los autores (19,9).

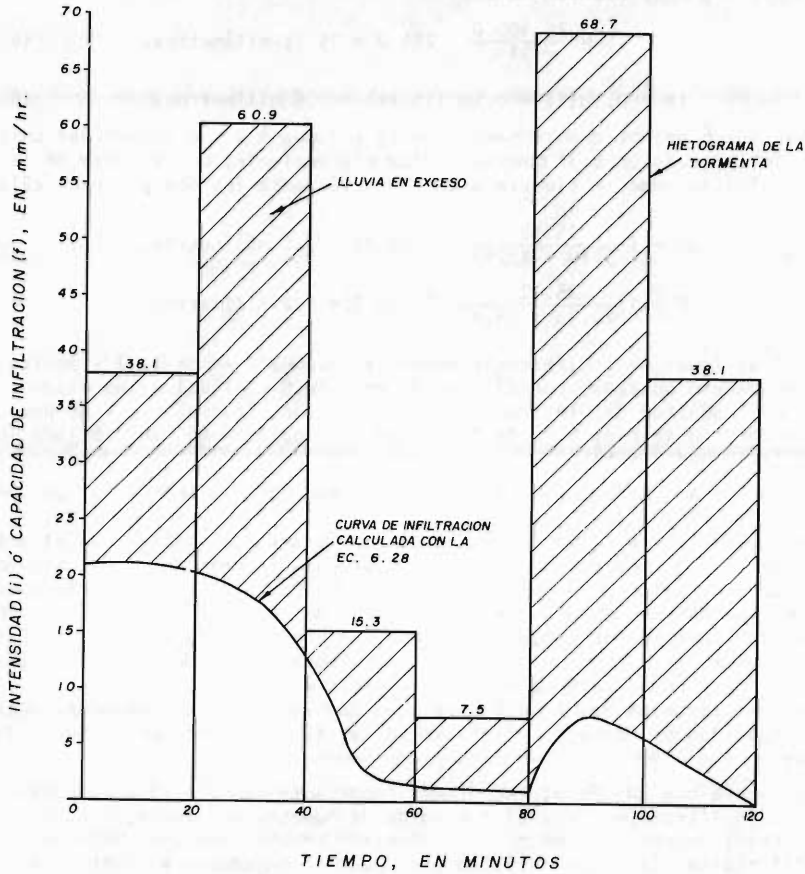
El método anterior permite obtener los valores de f_0 , k y f_c a utilizar en la ecuación de Horton, para un suelo con una condición específica de humedad definida por su IPA; condición que puede deberse a la ocurrencia de la tormenta de gran duración y que lógicamente, cambia en el transcurso de ella.

Con respecto al cálculo IPA, éste se realiza simplemente sumando los valores diarios de la lluvia y restándoles constantemente un 10%. El primer valor de IPA se asume arbitrariamente, pero después de varias semanas el valor de IPA obtenido resulta ser el mismo independientemente de la magnitud inicial adoptada, la cual puede ser cero, o bien unos 15 milímetros.

FIG. 6.22

ESTIMACION DE LA LLUVIA EN EXCESO EN BASE A LA FORMULA DE INFILTRACION

FUNCION DEL NUMERO N DEL U.S.S.C.S.



Otro enfoque de solución al problema, consiste en la estimación del llamado: TIEMPO DE LLENADO t_p (Ponding Time), el cual se define como el lapso transcurrido para que la superficie del suelo primeramente se sature y la película o lámina de escurrimiento comience a cubrir el terreno. Solamente después de este tiempo empezará a generarse la lluvia en exceso (15,3-13). Básicamente existen dos tipos de condiciones para estimar el tiempo de llenado, estas son: Intensidad de la Lluvia Constante e Intensidad de Lluvia Variable.

Para el primer caso, R.G. Mein y C.L. Larson han propuesto una ecuación bastante sencilla para valuar el t_p (13,3):

$$t_p = S_f / i (1/K_s - 1) ; \text{ para } i \geq K_s \quad (6.32)$$

en la cual:

t_p = tiempo de llenado, en horas.

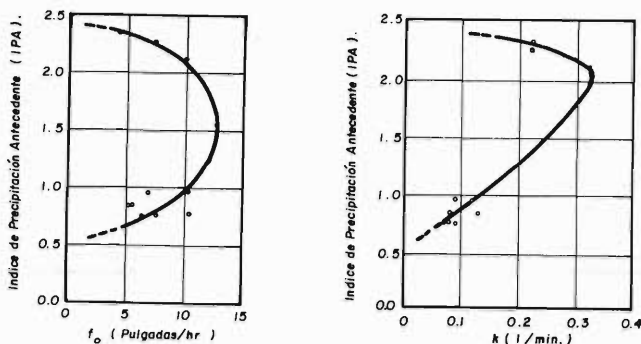
S_f = factor de Succión-Almacenamiento, en milímetros (ecuación 6.14).

K_s = conductividad hidráulica en saturación natural, en mm /hr.

I = intensidad de lluvia, en mm /hr.

La fórmula, para el segundo caso, se tiene en la referencia 15, página 3-14, así como una descripción detallada de la secuela de este enfoque o método de solución del problema planteado en este inciso. Por otra parte, en la referencia recomendada D se presenta con detalle la aplicación numérica de esta técnica y las referencias B y G presentan un resumen teórico amplio de estos nuevos enfoques al estudio de la infiltración, cuando la lluvia no es constante.

Fig. 6.23
RELACION DE IPA Y LOS PARAMETROS DE LA
ECUACION DE R. E. HORTON.



6.C: HUMEDAD DEL SUELO.

OBJETIVO

El objetivo de esta tercera parte del capítulo, consiste en exponer las ideas generales sobre los suelos, incluyendo una descripción detallada de sus propiedades físicas, tipos de agua que pueden contener, parámetros característicos de su contenido de humedad y técnicas de medición de ésta última.

6.11 INTRODUCCION.

Como ya se ha indicado, parte del agua que llega a la superficie del terreno en forma natural (precipitación) o artificial (riego), penetra a través de ella por el proceso de infiltración. El Suelo, situado en la interfase atmósfera-litósfera desempeñará un papel muy importante en la determinación del escurrimiento y en la cantidad de agua que penetra y se almacena en él, para su uso futuro (34,83).

Esta 'humedad del suelo' determina y hasta condiciona ciertos fenómenos de tipo hidrológico como la propia infiltración, la evapotranspiración y la percolación; pero además, desde el punto de vista agrícola su estudio es definitivamente indispensable.

6.12 EL SUELO: DEFINICION, ORIGEN Y PERFIL.

El suelo es el resultado de la acción de los efectos físicos y químicos y de la actividad orgánica sobre las rocas, a través del tiempo (12,307). El término SUELO deriva de la palabra latina 'solum' que significa piso y se define como el material orgánico y mineral no consolidado de la superficie del terreno, que sirve como medio natural para el desarrollo de las plantas (25,47).

La roca que evoluciona para formar el suelo se llama: Roca Madre y básicamente -- existen dos tipos de suelos con relación a su origen: 1o. aquellos suelos que se forman en el lugar de la roca madre y 2o. suelos que han sido transportados por - el viento, el agua o los glaciales, desde su lugar de origen a algún sitio deter- minado (18,50).

Un corte vertical del suelo de denomina PERFIL y las capas sucesivas que en él se distinguen se llaman HORIZONTES. En términos muy generales, los horizontes son -- los tres siguientes: el superior con mayor contenido de materia orgánica, es por lo tanto, más oscuro que los subsecuentes y se denomina Horizonte A, de lavado o eluvial. Hacia abajo se presenta el horizonte B, que contiene más arcilla, es menos permeable y más claro, procede de los depósitos arrastrados por el agua del - horizonte A y por ello se le conoce como horizonte de acumulación o iluvial. Por último, por debajo del horizonte B está el C o roca madre (7,16).

Naturalmente la secuencia descrita anteriormente puede sufrir importantes modifi- caciones, así por ejemplo, en áreas de fuerte evaporación y con alimentación late- ral de agua, se produce una inversión de horizontes, formándose el B sobre el A - (12,307), o puede ocurrir que los horizontes A y B no procedan de la roca madre C, entonces, se formará un horizonte D que procede de ella y está por debajo del B.

6.13 COMPOSICION Y PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.

6.13.1 COMPONENTES DEL SUELO.

El suelo es un material complejo, compuesto de sólidos (materia mineral y orgáni- ca), líquidos (agua) y gases (aire y vapor de agua, principalmente). El aire y el agua ocupan el volumen de poros que quedan entre las partículas sólidas del sue- lo.

6.13.2 PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.

Las propiedades físicas de los suelos, adquieren relevante importancia en el estu- dio de las relaciones entre el suelo y el agua, ya que ellas determinan las canti- dades de agua almacenable, así como la disponible para el consumo de la planta (- 23,13). La textura y la estructura representan las dos propiedades físicas más im- portantes, seguidas de las densidades real y aparente del suelo.

6.13.2.1 TEXTURA DEL SUELO. La textura de un suelo ya fue definida en el inciso - 6.2.2.2 y es en resumen la proporción relativa en que se presentan los distintos materiales sólidos que lo componen. Tal proporción se expresa en porcentaje del - peso de arena, limo y arcilla, con respecto al peso total de la muestra seca y se obtienen en el laboratorio efectuando una clasificación granulométrica.

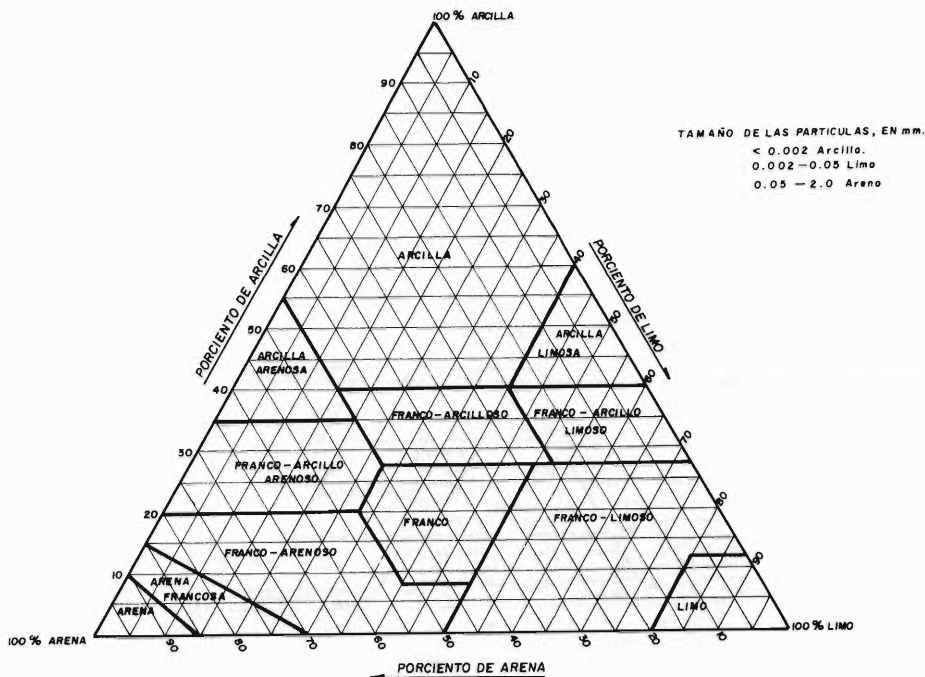
Según el U.S. Department of Agriculture (23,14) la clasificación por tamaños de - los materiales constitutivos del suelo se tiene en la Tabla 6.14 siguiente, en la cual se excluyen los fragmentos mayores a 2 milímetros (piedras y gravas).

TABLA 6.14
CLASIFICACION DE MATERIALES SEGUN SUS TAMAÑOS (U.S.D.A.)

NOMBRE	DIAMETRO DE LOS GRANOS, EN mm.
Arena muy gruesa.	2.0 — 1.0
Arena gruesa.	1.0 — 0.5
Arena mediana.	0.5 — 0.25
Arena fina.	0.25 — 0.10
Arena muy fina.	0.10 — 0.05
Limo.	0.05 — 0.002
Arcilla.	> 0.002

Las clases de texturas de un suelo según el U.S. Department of Agriculture (1951), basadas en diferentes combinaciones de porcentajes de arena, limo y arcilla, se tienen en la Fig. 6.24 siguiente (23,15).

Fig. 6.24
TRIANGULO DE TEXTURAS (U.S.D.A.)



Otro criterio para determinar la textura de un suelo, en función de los porcentajes de arenas (gruesas y finas) y de limo más arcilla, se debe a P.J. Salter y J. B. Williams (1965) y se presenta en la Fig. 6.25 de la página subsecuente (22,---145).

6.13.2.2 ESTRUCTURA DEL SUELO. La estructura se refiere a la disposición o acomodo de miles de partículas individuales del suelo en grandes agregados que puedan ser fácilmente percibidos. La estructura depende del contenido de materia orgánica, proporción de cal y arcilla, clases de coloides y, por supuesto, de las condiciones de humedad (7,35).

La estructura influye en el grado en que el aire y el agua penetran y se mueven en el suelo. Por ejemplo, en suelos con estructura granular, la circulación del agua es rápida, en suelos aterrorados o con estructura en bloques el agua circula en forma moderada y en los suelos masivos o estratificados fluye lentamente (23,-18).

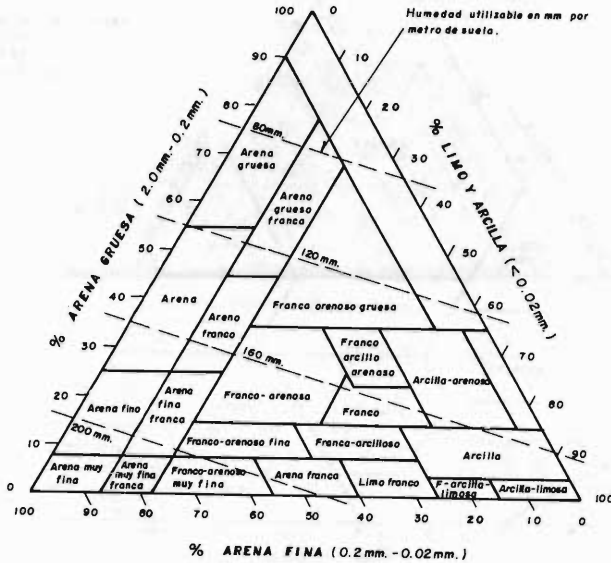
6.13.2.3 DENSIDAD REAL Y DENSIDAD APARENTE. La densidad real (D_r) es una cantidad sin dimensión, que se define como el cociente entre el peso de una partícula de suelo y el de un volumen de agua igual al de la partícula (9,146). Las densidades reales de los suelos varían en un estrecho rango, su valor promedio es 2.65 (peso

específico del cuarzo), o bien, del orden de 2.00 si contienen gran cantidad de materia orgánica.

La densidad aparente (D_a) se determina dividiendo el peso de un volumen dado de la muestra, con su ordenación estructural natural, que ha sido desecada en la estufa, entre el peso del mismo volumen de agua (7,37). También se conoce como peso volumétrico del suelo y es adimensional, por ser un gramo de agua igual a un centímetro cúbico, a temperaturas normales (9,147).

Fig. 6.25

CLASIFICACION DE TEXTURAS (P. J. SALTER Y J. B. WILLIAMS, 1967)



6.14 DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO.

En el subsuelo, el agua puede encontrarse bajo una amplia gama de condiciones que van desde el agua que circula libremente hasta el agua que se encuentra fijada -- firmemente en el interior de las estructuras cristalinas. Una distribución esquemática se tiene en la Fig. 6.26 de la página subsecuente (4,73), en la cual se distinguen las siguientes zonas de humedad:

- 1) ZONA FREATICA O DE SATURACION: limitada superiormente por el nivel freático, - que es el lugar geométrico de los puntos donde la presión hidrostática es igual a la presión atmosférica. En esta zona el agua llena completamente todos los poros del suelo.
- 2) ZONA DE AIREACION O ZONA VADOSA: situada entre el nivel freático y la superficie del terreno y en la cual los poros pueden contener agua y aire. Se distinguen tres subzonas:

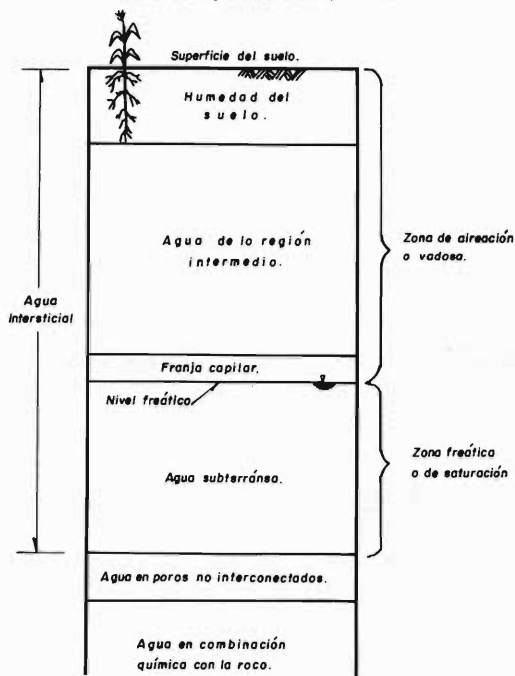
2.1 REGION DE HUMEDAD DEL SUELO: comprendida entre la superficie del suelo y - la profundidad de las raíces, en esta zona el contenido de agua fluctuará de - acuerdo a las extracciones de las plantas entre períodos de lluvia.

2.2 REGION INTERMEDIA: de características totalmente semejantes a la zona ante

rior pero no afectada por la evapotranspiración, por lo tanto, el contenido de humedad permanece constante e igual a la capacidad de campo.

2.3 FRANJA CAPILAR: es la región que está encima del nivel freático, donde impera el fenómeno capilar que obliga al ascenso del agua.

Fig. 6.26
CLASIFICACION DEL AGUA EN EL SUBSUELO
 (S.N. Davis y R. De Weist, 1966)



6.15 TIPOS DE AGUA DEL SUELO.

6.15.1 INTRODUCCION.

La porosidad, es decir, los espacios entre partículas, forman una red de cavidades conectadas entre sí y de una variedad infinita de formas y dimensiones; es en esta red de huecos donde el agua es almacenada y retenida por el suelo. La cantidad de agua que puede extraerse a una muestra en el laboratorio, se llama Contenido de Humedad del Suelo y es función de la magnitud energética del procedimiento empleado. Lo anterior implica que habrá varios tipos de agua en el suelo, con esta idea se establecen los siguientes: gravitacional, capilar, pelicular e higroscópica.

6.15.2 AGUA GRAVITACIONAL.

El agua que se deposita en los poros grandes y que se filtra fácilmente por efecto de los gradientes piezométricos (gravedad) se conoce como Agua de Gravitación o Agua Libre.

6.15.3 AGUA CAPILAR.

El contacto de los fluidos no miscibles (caso del agua y el aire) produce una atracción entre sus moléculas que se llama: Tensión Superficial, la cual es una fuerza vertical hacia el interior del líquido, resultante del desequilibrio que sufren las moléculas superficiales del agua, al no ser atraídas por igual en todas direcciones, pues las moléculas que forman el aire que las rodea, ejercen menos atracción sobre ellas que las del interior del líquido (9,152). Lo anterior, unido a la tendencia de las moléculas de agua a adherirse a los sólidos, hace -- que el agua sea retenida en los poros pequeños que contienen aire, o se mueva -- por la acción de estas fuerzas que se denominan: Fuerzas Capilares.

Cuando un suelo recibe una aportación importante de agua (lluvia o riego) se produce una saturación de las capas superiores y el agua penetra por gravedad (inciso 6.1.3), transcurrido un cierto tiempo, desaparece el estado de saturación, pero una parte del agua queda retenida en el suelo y se conoce como Agua Capilar; su distribución es irregular y por ello también se le llama Agua Capilar Aislada o Suspendida (12,310). Este es el único tipo de agua que utilizan las plantas, -- pues la fuerza de succión de las raíces es suficiente para extraer parte de ella.

6.15.4 AGUA PELICULAR E HIGROSCOPICA.

Parte del agua de un suelo es retenida por atracción eléctrica, debido al carácter bipolar de la molécula de agua y de las superficies de los cristales sólidos. Además, las sales disueltas en el agua tienden a retenerla con una intensidad igual a la presión osmótica de la solución. Las fuerzas anteriores hacen que sean necesarios procedimientos especiales para extraer el agua de un suelo y así se distinguen: Agua Pelicular que se separa por centrifugación y el Agua Higroscópica, sólo separable en forma de vapor, por secado (12,309).

Debido a el agua higroscópica el suelo nunca llega a una sequedad absoluta, sino que se establece un equilibrio entre la humedad relativa de la atmósfera y su -- contenido de humedad, principalmente en la zona superficial (7,154).

6.16 HUMEDAD DEL SUELO Y PARAMETROS CARACTERISTICOS.

6.16.1 GENERALIDADES.

Para extraer agua del suelo se requiere energía. La fuerza (tensión) de retención del agua por el suelo depende, en general, del contenido de humedad, de la textura y estructura y del contenido de sales (18,22).

Esta fuerza de retención del agua en el suelo o succión, está constituida por -- dos componentes que son: la succión Mátrica y la Osmótica (33,70). La primera se asocia a las propiedades físicas del suelo, es decir, a su matriz porosa y a su material sólido y básicamente las fuerzas que la determinan son la adhesión y la cohesión. Con respecto a la segunda, la presencia de solutos en el suelo provocan una presión osmótica, aunque despreciable en la mayoría de los casos, suele alcanzar proporciones importantes en los suelos salinos, en aquéllos, regados con aguas salobres, o bien, en donde se utilizan grandes cantidades de fertilizantes (33,72).

6.16.2 TENSION DE HUMEDAD DEL SUELO.

La tensión de humedad del suelo (THS) es una medida de la tenacidad con la que -- el agua es retenida por el suelo y representa la fuerza por unidad de área que -- debe aplicarse para extraerla. Entonces, el valor de la THS indica la facilidad o grado de dificultad con que puede extraerse humedad del suelo (23,23).

En general, la THS se expresa en atmósferas (presión del aire a nivel del mar), -- esto es:

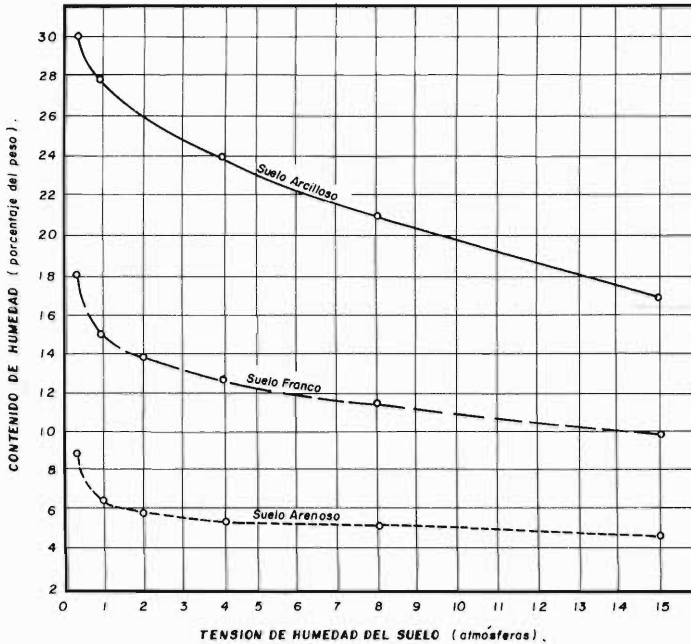
$$\text{una ATMOSFERA} = \text{columna de agua de 10.36 metros} = \text{columna de mercurio de 760 milímetros} = 1,036 \text{ Kg /cm}^2$$

Otra medida de la energía con que el suelo retiene el agua, es el pF (Succión Mátrica), que es el logaritmo decimal del número de centímetros de columna de --

agua, necesarios para representar la THS (27,3).

Para obtener el contenido de humedad que un suelo retiene a varias tensiones se requiere conocer su llamada: Curva Característica de Humedad (Fig. 6.27 siguiente). La curva relativa a los suelos arcillosos, muestra que la humedad se va liberando a medida que la tensión aumenta y en cambio, la correspondiente a suelos arenosos indica una liberación mayor a baja tensión. Un enfoque teórico de este tema se tiene en la referencia recomendada A.

Fig. 6.27
CURVAS CARACTERISTICAS DE HUMEDAD.



Como complemento, en la Fig. 6.28 de la página subsecuente, se muestra esquemáticamente la humedad del suelo, la THS y los porcentajes aproximados de espacio poroso ocupado por el agua, para un suelo de textura media (5,100).

6.16.3 CAPACIDAD DE CAMPO.

La capacidad de campo (C.C.) fue definida en el inciso 6.1.1 y su determinación en el laboratorio equivale al contenido de humedad del suelo arenoso, cuando ha sido sometido a una tensión de $1/3$ de atmósfera y de $1/10$ de atmósfera para la mayoría de los terrenos agrícolas (9,160). Se expresa en % del peso del suelo seco. Ver Fig. 6.29 de la página subsiguiente.

6.16.4 PUNTO DE MARCHITAMIENTO PERMANENTE.

EL punto de marchitamiento permanente (PMP) es el contenido de humedad del suelo, cuando la fuerza de succión de las raíces es menor que la THS y por lo tanto, las plantas no pueden extraer humedad. En el laboratorio se obtiene sometiendo a la muestra a una presión centrífuga del orden de 15 atmósferas y después determinando su contenido de humedad, expresado en % del peso del suelo seco. Lógicamente, este concepto es eminentemente agronómico y dependerá del tipo de vegetación.

6.16.5 HUMEDAD UTILIZABLE POR LAS PLANTAS.

Fig. 6.28

CLASIFICACION DE LA HUMEDAD EN EL SUELO

CLASIFICACION DE LA HUMEDAD DEL SUELO	TENSION DE HUMEDAD DEL SUELO (THS)			PORCENTAJE APROXIMADO DEL ESPACIO POROSO OCUPADO POR AGUA
	Atmósferas	Centímetros de columna de agua	P F	
Secado en la estufa.	10,000	10' 360,000	7.0	0
AGUA HIGROSCOPICA. (inaprovechable para las plantas).				
Coefficiente higroscópico.	3.1	32,116	4.5	15
AGUA CAPILAR. (inaprovechable para las plantas).				
Punto de marchitamiento.	1.5	15,540	4.2	25
AGUA CAPILAR. (aprovechable para las plantas).				
Capacidad de campo.	1/3	345	2.5	50
AGUA GRAVITACIONAL (sujeta a drenaje).				
Saturación	0	0	0	100

Fig. 6.29
REPRESENTACION DIAGRAMATICA DEL AGUA EN UN SUELO



El agua utilizable (HU) por las plantas, es la diferencia entre los contenidos de humedad correspondientes a capacidad de campo y al punto de marchitamiento -- permanente. Su interpretación práctica se facilita refiriéndola al porcentaje de volumen en lugar de al peso del suelo seco, lo anterior se logra multiplicando -

la humedad utilizable en % por la densidad aparente D_a , esto es:

$$HU = (C.C. - PMP) D_a \quad (6.33)$$

Adicionalmente, el contenido de humedad del suelo correspondiente a la humedad utilizable puede ser representada también por el espesor o lámina de agua d , en metros con sólo dividir entre 100 la ecuación anterior y multiplicarla por el espesor de suelo a considerar, comúnmente igual a la profundidad radicular P_r , en metros (9,157):

$$d = \frac{(C.C. - PMP)}{100} P_r \quad (6.34)$$

En la Tabla 6.15 (página siguiente), se presenta un resumen de valores típicos de las propiedades físicas de los suelos, para varias clases texturales (9,164). Ver referencia recomendada A, para profundizar en el tema de este inciso.

EJEMPLO 6.11:

En un suelo con densidad aparente igual a 1.40, la capacidad de campo y el punto de marchitamiento permanente, resultaron ser 23 y 11%, respectivamente. Se pide determinar la lámina de agua utilizable por las plantas, en milímetros, sabiendo que tal cultivo tiene una profundidad radicular de 30 centímetros.

SOLUCION:
$$d = (C.C. - PMP) D_a \cdot P_r / 100 = \frac{(23 - 11)(1.40)(0.30)}{100} = 0.0504 \text{ metros.}$$

$$\therefore d = 50.4 \text{ milímetros.}$$

6.17 MEDICION DE LA HUMEDAD DEL SUELO.

6.17.1 GENERALIDADES.

Las técnicas más exactas para medición del contenido de humedad del suelo son las de laboratorio, siempre y cuando la muestra se extraiga y se transporte con las precauciones debidas para no alterar su humedad. Sin embargo, en la práctica, es útil, rápido y económico determinar in situ el contenido de humedad del suelo, por medio de varios métodos y aparatos previamente calibrados con estimaciones de laboratorio. Consultar referencia recomendada C.

En la actualidad varios métodos pueden ser aplicados para medir el contenido de humedad de un suelo, tales métodos pueden ser clasificados según diversos criterios, como se indica en la Fig. 6.30 de la página subsecuente. Independientemente de las clasificaciones citadas de los métodos o técnicas para medir la humedad de un suelo, éstos se describen a continuación de acuerdo a su popularidad.

6.17.2 METODO GRAVIMETRICO.

Este es quizás el procedimiento estándar de estimación de la humedad de un suelo, consiste en secar al horno a 110°C y durante 24 horas la muestra de suelo, el contenido de humedad (CH) se calcula por la expresión siguiente (6,5.48):

$$CH = \frac{P_h - P_s}{P_s} 100 \quad (6.35)$$

siendo:

CH = contenido de humedad, en porcentaje del suelo seco.

P_h = peso de la muestra 'húmeda', en gramos.

P_s = peso de la muestra seca, en gramos.

VENTAJAS:

1. El equipo requerido es simple y económico.
2. El método es exacto y aplicable a cualquier contenido de humedad.

DESVENTAJAS:

1. El método no puede ser ejecutado in situ y pudieran introducirse errores debido al muestreo del suelo.
2. El método es lento y proporciona sus resultados en porciento del peso, requi-

TABLA 6.15
RESUMEN DE LAS PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO.

TEXTURA DEL SUELO	CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA. (mm / hr)	POROSIDAD. %	DENSIDAD APARENTE. D _a .	CAPACIDAD DE CAMPO (C. C.). %	PUNTO DE MARCHITAMIENTO PERMANENTE (PMP) %	HUMEDAD UTILIZABLE (H. U.)	
						% DEL PESO SECO (H.U.) _p = c.c. - PMP	EN mm POR m (H.U.) _v = (C.C.-PMP)D _a $\left[\frac{(M.O.)_p}{100} \cdot Pr \right]^*$
ARENOSO.	50 (25 - 255)	38 (32 - 42)	1.65 (1.55 - 1.80)	9 (6 - 12)	4 (2 - 6)	5 (4 - 6)	8 (6 - 10) (70 - 100)
FRANCO - ARENOSO.	25 (13 - 76)	43 (40 - 47)	1.50 (1.40 - 1.60)	14 (10 - 18)	6 (4 - 8)	8 (6 - 10)	12 (9 - 15) (90 - 150)
FRANCO.	13 (8 - 20)	47 (43 - 49)	1.40 (1.35 - 1.50)	22 (18 - 26)	10 (8 - 12)	12 (10 - 14)	17 (14 - 20) (140 - 190)
FRANCO - ARCILLOSO.	8 (2.5 - 15)	49 (47 - 51)	1.35 (1.30 - 1.40)	27 (23 - 31)	13 (11 - 15)	14 (12 - 16)	19 (16 - 22) (170 - 220)
ARCILLO - ARENOSO.	2.5 (0.3 - 5)	51 (49 - 53)	1.30 (1.25 - 1.35)	31 (27 - 35)	15 (13 - 17)	16 (14 - 18)	21 (18 - 23) (180 - 230)
ARCILLOSO.	5 (0.1 - 1)	53 (51 - 55)	1.25 (1.20 - 1.30)	35 (31 - 39)	17 (15 - 19)	18 (16 - 20)	23 (20 - 25) (200 - 250)

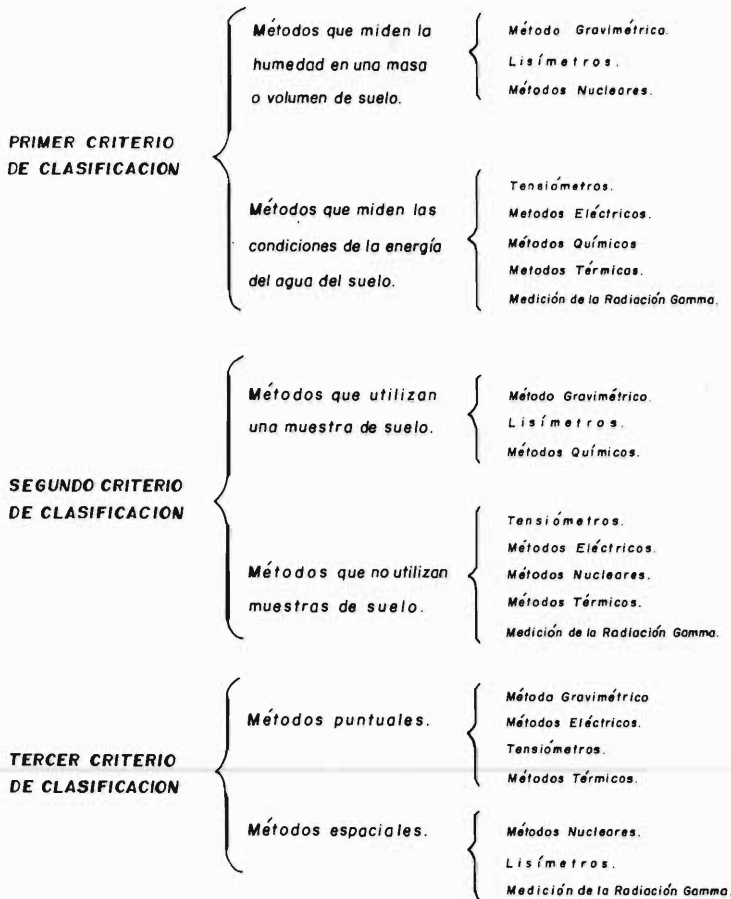
NOTA : - El rango normal se tiene entre paréntesis.

* La profundidad radicular (Pr) se expresa en metros.

riéndose la densidad aparente del suelo para convertirlos a porciento de volumen.

Fig. 6.30

CLASIFICACION DE LOS METODOS DE MEDICION DE LA HUMEDAD DEL SUELO

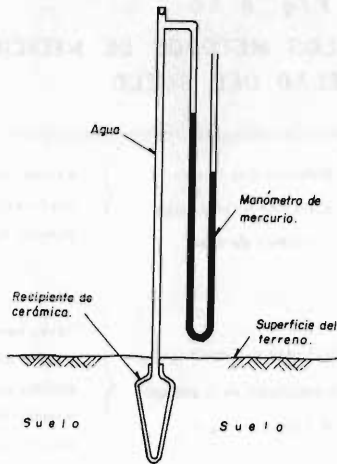


6.17.3 METODO DE LOS TENSIONOMETROS.

El tensiómetro está basado en el siguiente principio: cuando un suelo se seca, la tensión en el agua del suelo se incrementa, entonces, el contenido de humedad en un suelo está inversamente relacionado a la tensión del agua del suelo (6,52). El tensiómetro es un recipiente poroso de cerámica que se introduce en el suelo, se llena con agua y se conecta a un manómetro. Si la humedad del suelo desciende por debajo del punto de saturación, el agua del recipiente es absorbida por el -- suelo desarrollando una presión negativa que es registrada por el manómetro. Ver ilustración, en la Fig. 6.31 de la página siguiente.

Fig. 6.31

ESQUEMA DE UN TENSIOMETRO SIMPLE



VENTAJAS:

1. El método es simple, directo y su equipo no es costoso.
2. Las mediciones pueden ser registradas automáticamente.

DESVENTAJAS:

1. El método sólo puede emplearse para medir contenidos de humedad dentro de un rango limitado de tensiones, de la saturación a los 800 centímetros de columna de agua ($pF = 2.90$), es decir, poco menos del contenido a capacidad de campo.
2. Las lecturas obtenidas del tensiómetro presentan un retraso con los cambios de humedad del suelo.
3. Una curva de calibración es requerida, para transformar las lecturas del manómetro a contenidos de humedad.
4. Es difícil mantener buen contacto entre el recipiente de cerámica y la humedad del suelo, en regímenes de amplio rango de variación del contenido de humedad.

6.17.4 METODO ELECTRICO DE RESISTIVIDAD.

En el método eléctrico de resistividad se entierran en el suelo un par de electrodos encajados en un dieléctrico poroso (yeso, fibra de vidrio, nylon). El dieléctrico mantiene un equilibrio de humedad con el suelo y la resistencia al paso de la corriente entre los electrodos varía de acuerdo al contenido de humedad en el suelo. El bloque (dieléctrico) debe estar en íntimo contacto con el suelo. La calibración se obtiene tomando periódicamente muestras de suelo de la zona que rodea al bloque y correlacionando el contenido de humedad de las muestras con las lecturas de resistividad.

VENTAJAS:

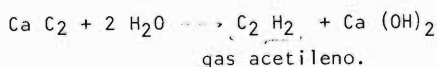
1. El método permite estimar cualquier contenido de humedad del suelo.
2. El costo del equipo es razonablemente económico.
3. Los bloques son fáciles de operar y de instalar.

DESVENTAJAS:

Los problemas comentados para los tensiómetros son los mismos para el método eléctrico de resistividad.

6.17.5 METODO QUIMICO.

El método químico más común es probablemente el de la desecación de la muestra con carburo de calcio. En este caso la reacción que se produce es la siguiente (6,---5.54):



Si la mezcla del suelo con el carburo de calcio se realiza en un frasco cerrado - herméticamente provisto de un manómetro, el contenido de humedad en la muestra -- puede evaluarse en términos del cambio de presión que se experimenta debido a la formación del gas acetileno.

VENTAJAS:

Se pueden citar las mismas del método eléctrico.

DESVENTAJAS:

1. El método puede llegar a ser costoso, cuando se analizan varias muestras de -- suelo.
2. Se requiere una curva de calibración.
3. La precisión del método depende de la exactitud del equipo de medición de la - presión.

6.17.6 METODOS NUCLEARES.

La primera de las técnicas nucleares empleada se llama: Método de Emisión de Neutrones y consiste en utilizar una fuente de neutrones rápidos que se coloca dentro de un tubo de aluminio, en el interior del suelo. Los neutrones rápidos pierden energía en su colisión con átomos de peso atómico bajo, convirtiéndose en neutrones de baja velocidad. Por lo general, el hidrógeno del agua es el único átomo de peso atómico bajo que se encuentra en el suelo. Los neutrones lentos se pueden detectar y cuantificar con un contador simple localizado dentro del mismo aparato que se hinca en el suelo. Los principales componentes del sistema son (22,148):

1. Fuente de neutrones, generalmente consiste de una cápsula de Americio-Berilio de 450 años de vida media.
2. Detector de neutrones lentos, comúnmente es un tubo de trifloruro de Boro (BF₃).
3. Contador, que no es otra cosa que un dispositivo para contar los pulsos emitidos por el BF₃.

El dispositivo completo se ilustra en la Fig. 6.32 de la página subsecuente. El - aparato, una vez calibrado, puede ser usado con facilidad y rapidez, pero como mide el contenido de humedad en el volumen esférico del suelo que rodea a la fuente de neutrones, será poco preciso cerca de la superficie del terreno donde el volumen muestreado se distorsiona (6,5.51).

VENTAJAS:

1. El método permite obtener una medida del volumen de agua en el suelo.
2. En suelos inorgánicos, la estimación está dentro del 1% de la obtenida con el método gravimétrico.
3. El método no destruye la muestra de suelo analizada y es bastante rápido.

DESVENTAJAS:

1. El equipo es costoso y bastante delicado.
2. Nueva calibración del equipo es necesaria en suelos orgánicos.

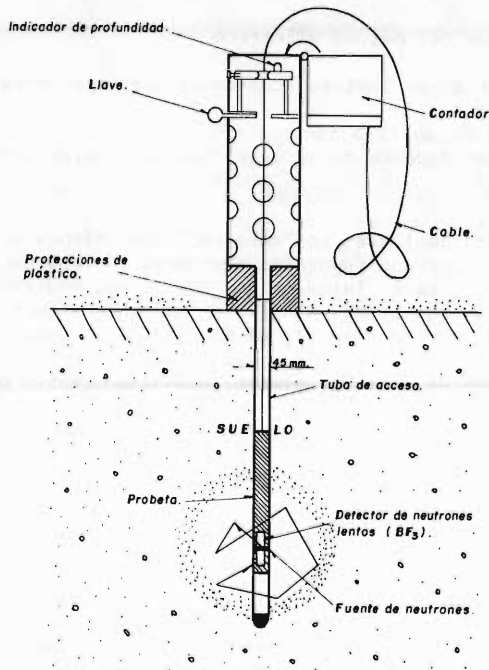
La otra técnica nuclear empleada en la actualidad para la medición de la humedad del suelo, consiste en la observación aérea de la emisión natural de rayos gamma. Mayores detalles sobre los métodos nucleares pueden ser consultados en la referencia recomendada F.

6.17.7 METODO TERMICO.

Los métodos térmicos se basan en el principio del incremento de la conductividad térmica y del calor específico de la masa de suelo con el contenido de humedad. - Uno de los métodos que caen en este grupo emplea un termómetro de mercurio con -- una porción de su bulbo envuelto con alambre. El bulbo es calentado por el paso - de una corriente eléctrica constante a través del alambre y se registra el tiempo necesario para que la temperatura se eleve 3 ó 5 grados. Una relación será enton-

ces desarrollada entre el tiempo medido y el contenido de humedad. La ventaja fundamental de estos métodos es que no son afectados por la presencia de electrolitos (6,5.55) y su desventaja la constituye su calibrado.

Fig. 6.32
REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA SONDA DE NEUTRONES.



6.18 SISTEMAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.

6.18.1 FINALIDAD DE LA CLASIFICACION DE SUELOS.

El conocimiento adecuado y profundo de los suelos de un sitio, región o país es necesario a fin de establecer su empleo más adecuado, indicando sus problemas y deficiencias para llegar a un mejor manejo de los mismos. Lo anterior hace necesario clasificar a los suelos mediante un sistema que permita agruparlos por semejanza de caracteres y con los siguientes objetivos principales (7,52):

- 1o. Que permita realizar comparaciones.
- 2o. Que permita conocer mejor las relaciones causa-efecto.
- 3o. Que sea fácil de recordar.

Basándose en los objetivos anteriores, las clasificaciones de suelos se enfocan de acuerdo a los dos caminos siguientes:

- a) Clasificaciones que se basan en los caracteres formadores de los suelos.
- b) Clasificaciones que se basan en las características del perfil del suelo.

6.18.2 DIVERSOS SISTEMAS DE CLASIFICACION DE SUELOS.

En la referencia 10, página 5-4 se describen brevemente las diversas clasificaciones de suelos que se utilizan en los trabajos ingenieriles y aquéllas con propósitos agronómicos; en la referencia recomendada H se tiene un resumen de los varios sistemas de clasificación de suelos y en la referencia 7, se desarrollan sucesivamente las clasificaciones de Baldwin, Kubiena, Storie y del U.S.D.A. (7a. aproximación).

6.19 RESUMEN DEL CAPITULO.

Este capítulo ha sido dividido en tres partes, en la primera, se ha descrito con detalle el proceso de la infiltración, indicando los factores que lo condicionan, su determinación en campo y su estimación y representación matemática en gabinete; la segunda parte del capítulo, abarca el análisis de la lluvia en exceso, cuya determinación es fundamental en los estudios de avenidas máximas, habiéndose presentado diversos métodos para su estimación, todos ellos función de la disponibilidad de información adecuada; finalmente, la tercera parte del capítulo se dedica al estudio del agua en los suelos, para lo cual se expuso una serie de conceptos básicos que comprendieron desde las definiciones de partida de los suelos, hasta una descripción somera de las diversas técnicas de medición de su contenido de humedad.

Prácticamente todo el material de esta tercera porción del capítulo, será de utilidad en la determinación de las láminas de riego, cuando se estime el uso consuntivo de un cultivo (Ver capítulo 7).

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. ARON, G., MILLER, A.C. and LAKATOS, D.F. " Infiltration Formula Based on SCS Curve Number ". Proceedings of the ASCE, Journal of the Irrigation and Drainage Division, Vol. 103, No. IR4, page 419 to 427. December 1977.
2. BEARD, L.R. " Hypothetical Floods. Volume 5 of the Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development ". chapter 3: Standard Project Floods. The Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers. Davis, California, U.S.A. March 1975.
3. BRECHTEL, H.M. " Application of An Inexpensive Double-Ring Infiltrometer ". - chapter X in Hydrological Techniques for Upstream Conservation, edited by S.-H. Kunkle and J.L. Thames, page 99 to 102, FAO Conservation Guide 2. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy. 1976.
4. DAVIS, S.N. y DE WIEST, R.J.M. " Hidrogeología ". capítulo 11: El Ciclo Hidrológico, páginas 44 a 111. Ediciones Ariel, Barcelona, España. 1971.
5. FOTH, H.D. y TURK, L.M. " Fundamentos de la Ciencia del Suelo ". capítulos 3 y 4: Propiedades Físicas de los Suelos y El Agua del Suelo, páginas 41 a 120. Compañía Editorial Continental, S.A. México, D.F. segunda impresión, Abril de 1978.
6. GRAY, D.M., NORUM, D.I. and WIGHAM, J.M. " Infiltration and the Physics of -- Flow of Water through Porous Media ". section V in the Handbook on the Principles of Hydrology, editor-in-chief Donald M. Gray, page 5.1 to 5.58, Water Information Center, Inc. Huntington, N.Y., U.S.A. 1973.
7. HERAS, R.R., Editor Principal. " Hidrología Agrícola. Tomo 5 del Manual de Hidrología ". capítulos 1 y 2: Los Suelos y El Agua y el Suelo. páginas 15 a -- 166. Instituto de Hidrología, Servicio de Publicaciones. Madrid, España. Diciembre de 1972.
8. HJELMFELT, A.T. and CASSIDY, J.J. " Hydrology for Engineers and Planners ". - chapter 5: Infiltration, page 85 to 95. The Iowa State University Press. Ames, Iowa, U.S.A. second printing, 1976.
9. ISRAELSEN, O.W. y HANSEN, V.E. " Principios y Aplicaciones del Riego ". capítulos 7 y 8: Relaciones Fundamentales entre el Agua y el Suelo y Medida de la Humedad del Suelo, páginas 144 a 200. Editorial Reverté, S.A. Barcelona, España. segunda edición, 1973.
10. KIRKHAM, D. " Soil Physics ". section 5 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow, page 5-1 to 5-26. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964
11. MARTIN ARNAIZ, M. " Infiltración ". capítulo 6.6 del libro Hidrología Subterránea, Tomo I, editores de edición Emilio Custodio J. y Manuel R. Llamas. páginas 342 a 350. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. Primera Edición, -- 1976.
12. MARTIN ARNAIZ, M. " El Agua en el Suelo ". capítulo 6.3 del libro Hidrología Subterránea, Tomo I, editores de edición Emilio Custodio J. y Manuel R. Llamas, páginas 307 a 313. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. Primera Edición, 1976.

13. MEIN, R.G. and LARSON, C.L. " Modeling Infiltration during a Steady Rain ". - Water Resources Research, Vol. 9, No. 2, page 384 to 394. April 1973.
14. MOCKUS, V. " Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall ". chapter 10 in the Section 4 (Hydrology) of the National Engineering Handbook of Soil Conservation Service, page 10.1 to 10.24. U.S. Department of Agriculture. Washington, D.C., U.S.A. August 1972.
15. MOREL-SEYTOUX, H.J. " Engineering Hydrology ". chapter 3: Abstractions, Excess Rainfall and Direct Runoff, page 3-1 to 3-35. Hydrowar Program CER80-81H JM25, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, U.S.A. January 1981.
16. MUSGRAVE, G.W. and HOLTAN, H.N. " Infiltration ". section 12 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow, page 12-1 to 12-30. McGraw Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964.
17. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. " Glosario Hidrológico Internacional ". - WMO/OMM/BMO - No. 385, First edition. Ginebra, Suiza. 1974.
18. PAIR, CH., HINZ, W.W., REID, C. and FROST, K.R. " Sprinkler Irrigation ". chapter IV: Soil-Water-Plant Relations, page 46 to 96. The Irrigation Association, Silver Spring, Maryland, U.S.A. Fourth Edition, 1975.
19. PAPADAKIS, C.N. and PREUL, H.C. " Infiltration and Antecedent Precipitation ". Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 99, No. HY8, page 1235 to 1245. August 1973.
20. PILGRIM, D.H. " Storm Loss Rates for Regions with Limited Data ". Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 92, No. HY2, page 193 to 205. March 1966.
21. REMENIERAS, G. " Tratado de Hidrología Aplicada ". capítulo VIII: Análisis y Predeterminación del Hidrograma correspondiente a un Aguacero Dado, páginas - 388 a 470. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona, España. segunda edición, 1974.
22. RODDA, J.C., DOWNING, R.A. and LAW, F.M. " Systematic Hydrology ". chapter 4: The Unsaturated Zone, page 125 to 159. Butterworth & Co. (publishers) Ltd. London, England. First published in 1976.
23. SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS. " Relación entre Suelo-Planta-Agua ". capítulo 1 de la Sección 15: Riego, del Manual de Ingeniería de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América. Editorial Diana, S.A. 4a. impresión. México, D.F. Julio 1976.
24. SESHAPPA RAO, G.N., ASSENZO, J.R. and HARP, J.F. " Estimating Peak Rates of Runoff and Design Hydrographs from Rainfall in the State of Oklahoma ". Journal of Hydrology, Vol. 4, page 141 to 170. North-Holland Publishing Co., Amsterdam. - 1966.
25. SOIL CONSERVATION SOCIETY OF AMERICA. " Resource Conservation Glossary ". Ankeny, Iowa, U.S.A. second edition, 1976.
26. SPRINGALL G., R. " Hidrología ". capítulo 5: Infiltración, páginas 133 a 159. Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., Serie Docencia No. 7. México, D.F. -- Abril 1970.

27. TORRES SOTELO, J.E. y DE PACO LOPEZ S., J.L. " Relaciones Agua-Suelo. Fuerzas de Retención. Humedad de los Suelos y Momento Oportuno de Riego ". capítulo - II de las notas del curso de Ingeniería de Riego y Drenaje. Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, D.F. Octubre 1979.
28. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. " Snow Hydrology ". chapter 4: Water Balance in Areas of Snow Accumulation, theme 4-06: Soil Moisture, page 106 to 116. Portland, Oregon, U.S.A. June 1956.
29. VEGA ROLDAN, O. y LOPEZ DE HARO, G. " Un Método para Estimar Avenidas Extraordinarias en Cuencas Pequeñas ". Asociación Mexicana de Hidráulica, II Congreso Nacional de Hidráulica, páginas 451 a 465. Mazatlán, Sinaloa, México. Noviembre 1972.
30. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and the late HARBAUGH, T.E. " Introduction to Hydrology ". chapter 3: Hydrologic Abstractions, theme 7: Infiltration, - page 67 to 81. Harper & Row, Publishers, New York, U.S.A. 1977.
31. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". chapter 6: Subsurface Water-Soil Moisture, page 132 to 182. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, England. second edition, 1975.
32. WILSON, E.M. " Engineering Hydrology ". chapter 4: Infiltration and Percolation, page 54 to 68. The MacMillan Press Ltd. London, England. second edition, 1974.
33. WINTER, E.J. " El Agua, el Suelo y la Planta ". capítulo 3: El Depósito del Suelo, páginas 65 a 103. Editorial Diana, S.A., México, D.F. 2a. impresión, Enero 1979.
34. WISLER, C.O. and BRATER, E.F. " Hydrology ". chapter 5: Infiltration and Soil Moisture, page 103 to 126. John Wiley & Sons, Inc. New York, U.S.A. second edition, 1959.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. CHILDS, E.C. " Soil Moisture Theory ". volume 4, page 73 to 115 of the Advances in Hydrosience, edited by Ven Te Chow. Academic Press, Inc. New York, U.S.A. 1967.
- B. DUNIN, F.X. " Infiltration: Its Simulation for Field Conditions ". chapter 8 in Facets of Hydrology, edited by John C. Rodda, page 199 to 227. John Wiley & Sons. London, England. 1976.
- C. KUTILEK, M. " Direct Methods of Soil Moisture Estimation for Water Balance -- Purposes ". Report No. 14 on WMO/IHD Projects. WMO - No. 286. Geneva, Switzerland. 1971 (58 pages).
- D. MOREL-SEYTOUX, H.J. " Analytical Results for Prediction of Variable Rainfall Infiltration ". Hydrowar Program CEP79-80HJM37, Colorado State University. -- Fort Collins, Colorado, U.S.A. August 1979 (31 pages).
- E. PHILIP, J.R. " Theory of Infiltration ". volume 5, page 216 to 290 of the Advances in Hydrosience, edited by Ven Te Chow. Academic Press, Inc. New York, U.S.A. 1969

- F. PLATA BEDMAR, A. " Isótopos en Hidrología ". Editorial Alhambra, Madrid, España. Primera edición, 1972 (328 páginas).
- G. SMITH, R.E. and WOOLHISER, D.A. " Mathematical Simulation of Infiltration Watersheds ". Hydrology Papers No. 47, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, U.S.A. January 1971 (42 pages).
- H. TURNER, A.K. " Infiltration, Runoff and Soil Classifications ". Journal of Hydrology, Vol. 1, page 129 to 143. North-Holland Publishing Co. Amsterdam. --- 1963.

No. 1000
Date: 10/10/1910
To: Mr. J. H. ...
From: ...
\$100.00
This check is payable to the order of ...
and is subject to the terms and conditions ...
of the ...
of the ...

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 7:

EVAPORACION Y EVAPOTRANSPIRACION.

	página
<u>7.A EVAPORACION.</u>	7-1
OBJETIVO.	7-1
7.1 GENERALIDADES.	7-1
7.1.1 Importancia de la Evaporación.	7-1
7.1.2 Definiciones Generales.	7-2
7.1.3 Mecanismo del Proceso.	7-3
7.1.4 Factores Meteorológicos que afectan la Evaporación.	7-3
7.1.4.1 Déficit de saturación de la atmósfera.	7-3
7.1.4.2 Radiación solar.	7-3
7.1.4.3 Temperatura.	7-3
7.1.4.4 Viento.	7-3
7.1.4.5 Presión atmosférica	7-4
7.1.5 Factores Geográficos que Afectan la Evaporación.	7-4
7.1.5.1 Profundidad del volumen de agua.	7-4
7.1.5.2 Calidad del agua.	7-5
7.1.5.3 Tamaño de la superficie libre.	7-6
7.1.6 Medición de la Evaporación.	7-6
7.1.6.1 Introducción.	7-6
7.1.6.2 Evaporímetros.	7-6
7.1.6.3 Atmómetros.	7-8
7.1.6.4 Comparación entre las evaporaciones anuales medidas en los diversos evaporímetros.	7-9
7.1.6.5 Necesidad de las mediciones meteorológicas complementarias.	7-11
7.1.7 Variaciones y Orden de Magnitud de la Evaporación.	7-11
7.1.7.1 Generalidades.	7-11
7.1.7.2 Variaciones diurna y estacional.	7-11
7.1.7.3 Ordenes de magnitud de la evaporación.	7-11
7.2 ESTIMACION DE LA EVAPORACION EN EMBALSES.	7-12
7.2.1 Generalidades.	7-12
7.2.2 Método del Balance de Energía.	7-12
7.2.2.1 Generalidades.	7-12
7.2.2.2 Radiación solar incidente (R_i) y reflejada (R_r).	7-14
7.2.2.3 Radiación neta de onda larga (R_l).	7-14
7.2.2.4 Pérdida de calor sensible (R_h).	7-14
7.2.2.5 Energía neta de advección (R_v).	7-15
7.2.2.6 Cambio en la energía almacenada (R_c).	7-15
7.2.2.7 Estimación de la evaporación (E).	7-15
7.2.3 Método de Transferencia de Masa.	7-16
7.2.3.1 Generalidades.	7-16
7.2.3.2 Ecuaciones similares a la Ley de Dalton.	7-16
EJEMPLO 7.1	7-17
7.2.3.3 Estimación del coeficiente de transferencia de masa.	7-18
EJEMPLO 7.2	7-19
7.2.3.4 Determinación del coeficiente de transferencia de masa.	7-20
7.2.4 Fórmula Semiempírica de H.L. Penman.	7-20
7.2.4.1 Teoría.	7-20
EJEMPLO 7.3	7-22
7.2.4.2 Nomograma de la fórmula original de Penman.	7-22

	página
EJEMPLO 7.4	7-24
7.2.4.3 Nomograma de la fórmula modificada de Penman.	7-24
EJEMPLO 7.5	7-24
7.2.5 Criterios Basados en Datos Meteorológicos y en las mediciones del Evaporímetro Clase A.	7-25
7.2.5.1 Métodos de estimación en embalses pequeños.	7-25
EJEMPLO 7.6	7-27
7.2.5.2 Estimación en grandes embalses.	7-28
7.2.6 Método del Balance Hídrico.	7-30
7.2.7 Resumen y Recomendaciones.	7-31
7.2.8 Técnicas de Reducción de la Evaporación en Embalses.	7-31
7.2.8.1 Introducción.	7-31
7.2.8.2 Métodos que reducen el área de la superficie libre.	7-31
7.2.8.3 Métodos basados en la operación del embalse.	7-32
7.2.8.4 Métodos que cubren la superficie libre.	7-32
7.3 EVAPORACION DESDE LA SUPERFICIE DEL SUELO.	7-32
7.3.1 Naturaleza del Proceso.	7-32
7.3.2 Factores que Afectan la Evaporación del Suelo.	7-33
7.3.2.1 Contenido de humedad del suelo.	7-33
7.3.2.2 Profundidad del nivel freático.	7-33
7.3.2.3 Presencia de vegetación.	7-33
7.3.2.4 Color del suelo.	7-33
7.3.3 Medición de la Evaporación del Suelo.	7-33
7.3.4 Control de la Evaporación del Suelo.	7-33
7.4 EVAPORACION FISIOLOGICA O TRANSPIRACION.	7-34
7.4.1 Naturaleza de la Transpiración.	7-34
7.4.2 Factores que Influyen en la Transpiración.	7-34
7.4.2.1 Factores ambientales.	7-34
7.4.2.2 Factores fisiológicos.	7-34
7.4.3 Medición y Magnitud de la Transpiración.	7-35
7.4.3.1 Procedimientos de medición.	7-35
7.4.3.2 Magnitud de la transpiración.	7-35
7.4.4 Variaciones de la Transpiración.	7-36
7.4.4.1 Variaciones diurnas.	7-36
7.4.4.2 Variaciones estacionales.	7-36
<u>7.B EVAPOTRANSPIRACION.</u>	7-36
OBJETIVO.	7-36
7.5 GENERALIDADES.	7-37
7.5.1 Conceptos y Unidades.	7-37
7.5.2 Factores que Influyen en la Evapotranspiración.	7-37
7.6 MEDICION DE LA EVAPOTRANSPIRACION.	7-38
7.6.1 Evapotranspirómetros.	7-38
7.6.2 Lisímetros.	7-39
7.6.3 Perfiles de Humedad del Suelo.	7-39
7.6.4 Parcelas y Cuencas Experimentales.	7-39
7.7 CONTROL DE LA EVAPOTRANSPIRACION.	7-39
7.8 METODOS DE ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION.	7-40
7.8.1 Métodos Basados en Física Teórica.	7-40
7.8.1.1 Método del balance de energía.	7-40
7.8.1.2 Método aerodinámico basado en medidas del perfil de humedad y viento.	7-41

	página
7.8.2 Métodos Semiempíricos.	7-41
7.8.3 Métodos Empíricos.	7-42
7.8.3.1 Justificación.	7-42
7.8.3.2 Clasificación de los métodos empíricos.	7-42
7.9 ESTIMACION DEL USO CONSUNTIVO.	7-43
7.9.1 Introducción.	7-43
7.9.2 Métodos Empíricos de Estimación.	7-43
7.9.2.1 Método de Thornthwaite.	7-43
EJEMPLO 7.7	7-44
7.9.2.2 Método de Blaney-Criddle.	7-44
EJEMPLO 7.8	7-46
7.9.2.3 Método de Turc.	7-47
EJEMPLO 7.9	7-48
7.9.2.4 Método basado en los datos del evaporímetro Clase A.	7-48
EJEMPLO 7.10	7-49
7.9.3 Aplicabilidad y Confiabilidad de los Métodos Empíricos de Estimación.	7-49
EJEMPLO 7.11	7-50
7.9.4 Demandas de Riego de los Cultivos.	7-51
7.9.4.1 Factores que afectan las demandas de riego.	7-51
7.9.4.2 Nivel de humedad para el riego.	7-51
7.9.4.3 Cálculo de las láminas netas de riego.	7-52
EJEMPLO 7.12	7-53
7.9.4.4 Estimación de la lluvia efectiva y otras contribuciones.	7-53
EJEMPLO 7.13	7-56
7.9.4.5 Estimación de los intervalos de riego.	7-56
7.9.4.6 Estimación de la eficiencia del riego.	7-57
7.9.4.7 Determinación de la demanda de riego.	7-59
EJEMPLO 7.14	7-59
7.10 ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL O DEFICIT DE ESCURRIMIENTO.	7-59
7.10.1 Balance Hídrico de una Cuenca.	7-59
7.10.2 Estimación de la Evapotranspiración Real a partir de la Humedad en el Suelo.	7-59
7.10.3 Fórmulas Empíricas para Estimar la Evapotranspiración Real.	7-60
7.10.3.1 Generalidades.	7-61
7.10.3.2 Fórmulas de M. Coutagne.	7-61
7.10.3.3 Fórmulas de M. Turc.	7-62
7.10.3.4 Formula de F.I. Morton.	7-62
7.10.3.5 Fórmula de M.I. Budyko.	7-62
EJEMPLO 7.15	7-64
7.10.4 Déficit de Escurrimiento Mensual.	7-65
7.11 RESUMEN DEL CAPITULO.	7-65
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	7-67
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	7-69

Year	Population	Area	Population Density
1950	100,000	100 sq km	1,000
1955	110,000	110 sq km	1,000
1960	120,000	120 sq km	1,000
1965	130,000	130 sq km	1,000
1970	140,000	140 sq km	1,000
1975	150,000	150 sq km	1,000
1980	160,000	160 sq km	1,000
1985	170,000	170 sq km	1,000
1990	180,000	180 sq km	1,000
1995	190,000	190 sq km	1,000
2000	200,000	200 sq km	1,000
2005	210,000	210 sq km	1,000
2010	220,000	220 sq km	1,000
2015	230,000	230 sq km	1,000
2020	240,000	240 sq km	1,000

CAPITULO 7: EVAPORACION Y EVAPOTRANSPIRACION.

7.A: EVAPORACION.

OBJETIVO

El objetivo de esta primera parte del capítulo es estudiar la fase del ciclo hidrológico en la que la precipitación que llega a la superficie terrestre es devuelta a la atmósfera en forma de vapor. Tal fase o componente se conoce con el nombre genérico de EVAPORACION y comprende la evaporación desde una superficie de agua libre, nieve o hielo, desde el suelo o las plantas, en estas últimas bajo el proceso de -- Transpiración. Como el hidrólogo mide la precipitación prácticamente sobre el terreno, la evaporación de las gotas de lluvia, carece de interés.

El estudio de las evaporaciones comprenderá el análisis de los procesos, la descripción de los instrumentos y técnicas de medición, el desarrollo y aplicación numérica (ejemplos) de los métodos de estimación y por último, la disertación sobre sus consecuencias en el ciclo hidrológico y en los estudios ingenieriles de las obras - hidráulicas.

7.1 GENERALIDADES.

7.1.1 IMPORTANCIA DE LA EVAPORACION.

La evaporación es un proceso esencial del ciclo hidrológico, pues se estima que aproximadamente el 75% de la precipitación total anual que ocurre sobre los continentes retorna a la atmósfera en forma de vapor, directamente por evaporación o, a través de las plantas, por transpiración (11,3.1)*. Sin embargo, la forma más importante de evaporación es probablemente aquella que se realiza desde los mares y océanos, - ya que es la fuente primordial de toda el agua que se precipita en las zonas continentales y es uno de los factores vitales de la transferencia en gran escala del agua y su vapor, entre océanos y continentes (33,71).

* El primer número entre paréntesis señala la referencia bibliográfica empleada y el segundo la página consultada.

La cantidad de agua evaporada o transpirada constituye una pérdida directa para los almacenamientos superficiales (embalses) y los subterráneos (acuíferos), de manera que su estimación es necesaria en todos los análisis hidrológicos relativos a la distribución de las aguas y en los estudios de balance y operación de los almacenamientos. Por ejemplo, la estimación de los escurrimientos de una cuenca y de las dotaciones a los cultivos, la determinación de la capacidad necesaria en los embalses y la cuantificación de la extracción factible en los acuíferos, son algunos de los estudios hidrológicos en los que los procesos de evaporación y transpiración juegan un papel preponderante.

7.1.2 DEFINICIONES GENERALES.

Conviene primeramente definir los siguientes conceptos y términos, los cuales serán utilizados en el desarrollo del capítulo, éstos son:

EVAPORACION: Es el proceso, por medio del cual el agua cambia del estado líquido al gaseoso, retornando directamente a la atmósfera en forma de vapor (20,314).

El agua también puede pasar directamente del estado sólido (hielo o nieve) a vapor, este fenómeno se conoce como **SUBLIMACION** (23,248).

TRANSPIRACION: Proceso por el cual el agua de la vegetación pasa a la atmósfera en forma de vapor (23,258). Este concepto no incluye la evaporación desde el suelo.

De las definiciones anteriores se puede concluir que la evaporación y la transpiración son esencialmente el mismo proceso, diferenciándose únicamente en el tipo de superficie desde la cual el vapor de agua pasa a la atmósfera.

INCORPORACION: Proceso por medio del cual el agua es introducida en la estructura física de la vegetación, durante su desarrollo o crecimiento (8,211).

GUTACION: Proceso mediante el cual las plantas expelen agua en estado líquido, por las hojas como exceso de transpiración (23,109).

EVAPOTRANSPIRACION: Cantidad de agua transferida del suelo a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas (23,77).

Pérdida de agua debida a la transpiración de la vegetación, más la evaporación del suelo y de la superficie húmeda de la vegetación (6,177).

USO CONSUNTIVO: Cantidad de agua utilizada cada año por el cultivo o la vegetación natural en transpirar y construir sus tejidos, conjuntamente con el agua evaporada desde el suelo adyacente o de la precipitación interceptada (32,11-2).

Suma de todas las evaporaciones y transpiración desde los cultivos, más el agua almacenada en la estructura de la planta (8,235).

REQUERIMIENTO DE RIEGO: Es la cantidad de agua, excluyendo la precipitación de la zona, requerida para mantener el nivel deseado de humedad y salinidad en el suelo, durante la etapa de desarrollo del cultivo (25,98).

Los términos evapotranspiración y uso consuntivo son frecuentemente aceptados como sinónimos, sin embargo, esto sucede únicamente cuando el primero es utilizado para indicar la cantidad de agua consumida en evaporación y transpiración por los cultivos o las plantas en desarrollo, además de considerar despreciable el agua empleada en el proceso de incorporación. Lo anterior es perfectamente admisible, pues la cantidad máxima de agua en la planta es menor del 1% del total de agua evaporada durante su desarrollo (25,98).

7.1.3 MECANISMO DEL PROCESO.

La evaporación es un cambio de un estado de menor energía, líquido, a uno de mayor energía, gaseoso, requiere por lo tanto de una fuente de energía que la proporcione a las moléculas del agua. De forma directa o indirecta, esta energía procede de las radiaciones solares. El fenómeno estará condicionado por el número de moléculas de agua que tengan la energía cinética suficiente para vencer las fuerzas de atracción que las retienen en la masa líquida y por la capacidad del aire que rodea a la superficie evaporante para admitir el vapor de agua. Este último concepto se conoce como PODER EVAPORANTE DE LA ATMOSFERA (28,207).

Una vez que se ha iniciado la evaporación, en la capa de aire inmediata a la superficie libre, el proceso de condensación ocurre simultáneamente. Si el aire no está saturado, la evaporación excederá a la condensación, pero si la atmósfera se satura, los procesos se equilibrarán (cesa la evaporación), siempre y cuando las temperaturas del aire y del agua sean iguales (17,26).

7.1.4 FACTORES METEOROLOGICOS QUE AFECTAN LA EVAPORACION.

De acuerdo a la descripción anterior, se puede intuir que el proceso de evaporación será función de la diferencia entre la presión de vapor de la masa de agua y la existente en la atmósfera; además, estará relacionada con las temperaturas del agua y del aire, velocidad del viento, presión atmosférica y calidad del agua, como factores meteorológicos.

7.1.4.1 DEFICIT DE SATURACION DE LA ATMOSFERA. Bajo ciertas condiciones, la evaporación es proporcional al llamado Déficit de Presión de Vapor, que es la diferencia entre la presión de vapor de saturación (e_s) a la temperatura del agua en su superficie y la presión de vapor del aire (e_a) que rodea la superficie libre (32,11-3). Este hecho es conocido desde 1802, cuando J. Dalton lo enunció como una ley. La Ley de Dalton, se expresa como (28,209):

$$E = C \frac{(e_s - e_a)}{H} \quad (7.1)$$

siendo:

E = evaporación, en milímetros por unidad de tiempo (día o mes).

C = constante que toma en cuenta los otros factores que influyen en la evaporación.

H = presión total (aire más vapor de agua) encima de la superficie evaporante, generalmente se desprecia debido a su relativa variación.

El término ($e_s - e_a$) también se conoce como Déficit Hidrométrico y puede ser evaluado por el Psicrómetro (inciso 3.6.5, en el capítulo 3).

7.1.4.2 RADIACION SOLAR. El proceso de evaporación se lleva a cabo casi sin interrupción durante el día y frecuentemente también durante la noche, siempre y cuando sea abastecida la energía requerida, para que las moléculas de agua pasen del estado líquido al gaseoso; tal energía, ya definida como calor latente de evaporación, deberá de ser suministrada por radiación y conducción de la capa de aire en contacto, o bien, por medio de la energía previamente almacenada por debajo de la superficie evaporante (17,123).

7.1.4.3 TEMPERATURA. Como la presión de vapor depende de la temperatura, entonces la capacidad del aire para absorber vapor de agua se incrementará cuando la temperatura se eleve, además, si esta temperatura es alta, la energía calorífica es más fácilmente disponible, es decir, la temperatura del aire tiene un doble efecto positivo en la evaporación (34,35), en cambio, la temperatura del agua tiene un único efecto y en realidad la evaporación no depende de ella sino del incremento directo en la presión de vapor.

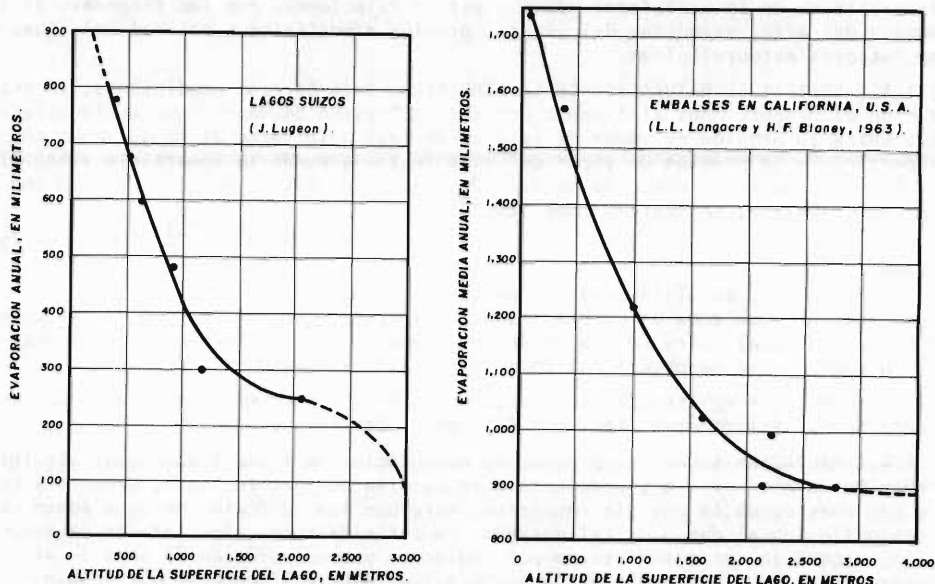
7.1.4.4 VIENTO. Cuando la capa de aire que está sobre la superficie evaporante permanece quieta, la evaporación continuamente irá decreciendo, conforme el aire tiende a su punto de saturación. Por lo tanto, la ocurrencia del viento será necesaria para remover y mezclar las capas húmedas inferiores con las superiores de menor contenido de humedad. Con respecto a lo anterior, los movimientos turbulentos de aire serán más importantes que la magnitud misma del viento, aunque de hecho, el grado de turbulencia está relacionado con la velocidad del viento y la rugosidad

de la superficie evaporante.

En ocasiones, cuando el aire cargado de vapor se remueve rápidamente, la magnitud de la evaporación no se incrementa pues esta última depende de otros muchos factores; pero el viento, debido a este efecto de limpiado del aire, permitirá que se mantenga una magnitud de evaporación (33,74).

7.1.4.5 PRESION ATMOSFERICA. La evaporación aumenta, al disminuir la presión atmosférica, manteniendo constantes los demás factores. Sin embargo, se ha observado -- que al aumentar la altitud, decrece la evaporación. Esta aparente contradicción se explica por la mayor influencia que tiene el descenso de temperaturas del aire y del agua en la evaporación (20,315). Lo anterior se ilustra en la Fig. 7.1 siguiente, para el caso particular de los lagos suizos (28,232) y de los embalses de California, U.S.A. (19,453).

Fig. 7.1
VARIACION DE LA EVAPORACION ANUAL CON LA ALTITUD.



7.1.5 FACTORES GEOGRAFICOS QUE AFECTAN LA EVAPORACION.

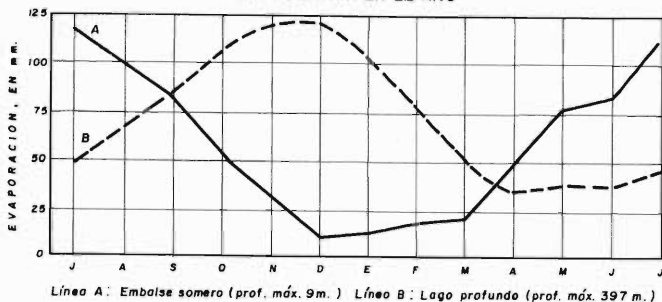
7.1.5.1 PROFUNDIDAD DEL VOLUMEN DE AGUA. El efecto de la profundidad de la masa de agua, en la magnitud de la evaporación, es bastante considerable. En un almacenamiento somero, el régimen de evaporaciones se aproxima generalmente al régimen estacional de la temperatura del aire, alcanzándose las máximas temperaturas en el verano y las mínimas en el invierno, lo cual conduce a evaporaciones máximas y mínimas en tales épocas (33,75). Lo anterior se ilustra en la Fig. 7.2 (33,76) de la página siguiente.

Los lagos o embalses profundos tienen mucho mayor capacidad de almacenamiento de calor que los almacenamientos someros, este hecho tiene una influencia notoria en las variaciones estacionales y aún en la fluctuación diaria de la evaporación. En los almacenamientos profundos una porción de la energía de radiación recibida durante la primavera y el verano se almacena en la masa de agua y posteriormente escapa durante el otoño y el invierno. Entonces, para una misma cantidad anual de

radiación recibida, la magnitud de la evaporación será menor en verano y mayor en el invierno en un lago profundo que en un embalse somero (14,8).

Fig. 7.2

GRAFICA QUE MUESTRA LA DISTRIBUCION DE LA EVAPORACION EN EL AÑO



El efecto de la profundidad de un lago o embalse en la distribución de la evaporación, ha sido demostrado por S.T. Harding a partir de los registros obtenidos en dos lagos bastante cercanos del estado de Nevada, U.S.A. Uno de los lagos, el Lago Pyramid, tiene una profundidad que excede los 61 metros, en cambio el otro, el Lago Winnemucca, no sobrepasa los 4.6 metros de profundidad (12,7). Ambos lagos tienen aproximadamente la misma altitud, el Lago Pyramid tuvo una superficie de 48,000 Ha y el Winnemucca de 4,050 Ha, durante los cuatro años de registro común. En la Tabla 7.1 siguiente, se muestran las evaporaciones mensuales, estacionales y anuales de ambos lagos, observándose que sus magnitudes anuales son prácticamente iguales, pero inversa su distribución estacional (12,8).

TABLA 7.1
COMPARACION ENTRE LAS EVAPORACIONES DE DOS LAGOS EN NEVADA, U. S. A.

INTERVALO	EVAPORACION, EN MILIMETROS	
	LAGO PYRAMID (Prof. 61 m)	LAGO WINNEMUCCA (Prof. 4.6 m)
ENERO	73.2	18.3
FEBRERO	70.1	48.8
MARZO	61.0	70.1
ABRIL	67.1	115.8
MAYO	76.2	155.4
JUNIO	97.5	207.3
JULIO	118.9	192.0
AGOSTO	152.4	182.9
SEPTIEMBRE	158.5	94.5
OCTUBRE	143.2	61.0
NOVIEMBRE	115.8	42.7
DICIEMBRE	91.4	24.3
MARZO — AGOSTO	573.0	923.5
SEPTIEMBRE — FEBRERO	652.3	289.6
A N U A L	1,225.3	1,213.1

7.1.5.2 CALIDAD DEL AGUA. Con respecto a la salinidad del agua, se admite que la evaporación disminuye a razón de un 1% por cada aumento del 1% en la concentración de

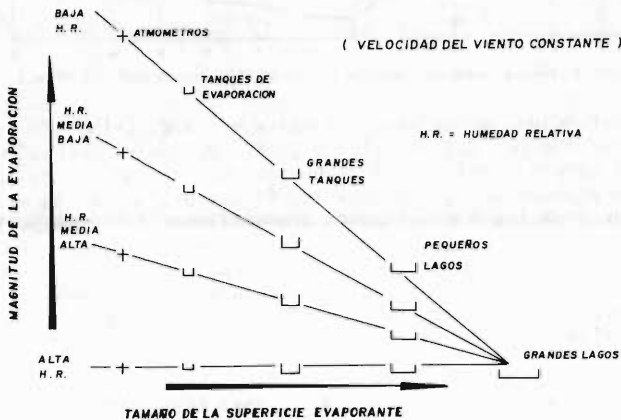
sales en el agua (28,214). La presión de vapor del agua de mar (35,000 ppm de sales disueltas) es menor en aproximadamente el 2% de la presión de vapor del agua pura a la misma temperatura (17,125).

Por otra parte, cualquier material extraño que obstruya la superficie del agua, o - que cambie la presión de vapor o su albedo, afectará a la evaporación.

7.1.5.3 TAMAÑO DE LA SUPERFICIE LIBRE. En la Fig. 7.3 (33,77) siguiente, se muestra cualitativamente como, para velocidad del viento constante, la magnitud de la evaporación está relacionada con el tamaño de la superficie evaporante y con la humedad relativa del aire (inciso 3.6.3, del capítulo 3).

Fig. 7.3

DIAGRAMA QUE INDICA LA RELACION ENTRE LA MAGNITUD DE LA EVAPORACION Y EL TAMAÑO DE LA SUPERFICIE Y LA HUMEDAD RELATIVA.



7.1.6 MEDICION DE LA EVAPORACION.

7.1.6.1 INTRODUCCION. Básicamente existen dos tipos de aparatos para medir la evaporación: los Evaporímetros o tanques de evaporación y los Atmómetros, que son superficies húmedas de porcelana o papel. Las evaporaciones medidas en tales aparatos pueden ser consideradas como máximos o potenciales y son indicativas del poder evaporante de la atmósfera, de manera que aplicando coeficientes reductores o correctivos se podrán deducir los valores más probables de la evaporación en la superficie de interés (embalse, terrenos desnudos o con vegetación, etc.).

7.1.6.2 EVAPORIMETROS. Los tanques de evaporación utilizados actualmente en los diversos países son de dimensiones, formas y características diferentes, pues no se ha definido el mejor tipo a emplear, ya que éste depende evidentemente del problema por resolver. Los evaporímetros se pueden clasificar según su ubicación o disposición en tres tipos: 1) ubicados en la superficie, 2) enterrados y 3) flotantes, existiendo opiniones contrapuestas sobre cuál es el mejor.

Los tanques enterrados tienden a eliminar los efectos perjudiciales de los límites, como la radiación sobre las paredes laterales y el intercambio de calor entre la atmósfera y el tanque, pero presentan dificultades para la observación, captan fácilmente basura, son difíciles de instalar, limpiar y reparar; además, las fugas no se detectan con facilidad y la vegetación que circunda al tanque puede tener ciertos efectos nocivos y aún más, puede existir un intercambio apreciable de calor entre el tanque y el suelo (17,133).

La evaporación en un tanque flotante en el embalse o lago es más aproximada a la -

evaporación de tal vaso, que la de los evaporímetros instalados en su orilla. Sin embargo, se tienen dificultades para efectuar las mediciones, las salpicaduras -- distorsionan los cálculos y en general los costos de instalación y mantenimiento son elevados.

Con respecto a los evaporímetros superficiales sus principales ventajas son la economía, facilidad de instalación, operación y mantenimiento. Su principal desventaja radica en experimentar mayor evaporación que los enterrados, debido principalmente a la captación de calor por las paredes laterales y desafortunadamente, la transmisión de calor a través de sus paredes se traduce en variaciones geográficas (climatológicas) de las relaciones o cocientes entre la evaporación en el embalse y la medida en el tanque (17,133).

Con el propósito de normalizar las mediciones de la evaporación a través del mundo, tres evaporímetros fueron recomendados en el Año Geofísico Internacional (1.- G.Y.), estos son (14,2):

TANQUE CLASE 'A' DEL U.S. WEATHER BUREAU (U.S.A.) Tanque circular, de 121.0 centímetros de diámetro y 25.4 centímetros de altura, montado sobre un enrejado de madera de forma que su base está a 5 ó 10 centímetros encima del suelo, permitiendo la circulación del aire por debajo. Está construido de fierro galvanizado no pintado y es llenado hasta 5.1 centímetros bajo su borde. Las mediciones se realizan apoyando en un tubo de nivelado un tornillo micrométrico cuya punta se enrasa con el nivel del agua (32,11-6).

El evaporímetro empleado actualmente en México corresponde al descrito anteriormente, con ligeras variantes en su instalación (21,29).

TANQUE GGI-3,000 (U.R.S.S.). Un recipiente cilíndrico con fondo en forma de cono -- con un área superficial de 3,000 centímetros cuadrados (61.8 centímetros de diámetro), una profundidad de 60 centímetros en las paredes y 68.5 centímetros en el -- centro, construido de lámina de fierro galvanizado. El tanque generalmente se entierra en el suelo, pero puede ser instalado en una balsa flotante en el lago o -- embalse, con su borde sobresaliendo 7.5 centímetros, está pintado con pintura blanca impermeable (14,2).

TANQUE DE 20 m² (U.R.S.S.). Este tanque también es cilíndrico con base plana, construido de placa de caldera de 4 a 5 milímetros de espesor, con un diámetro de 5 -- metros (área superficial 20 metros cuadrados) y con una profundidad de 2 metros. El tanque se instala en el terreno con su borde superior 7.5 centímetros arriba -- del nivel del suelo y está pintado con pintura blanca impermeable. En este tanque y en el anterior el agua es mantenida aproximadamente a nivel del terreno (14,2).

Conjuntamente con los evaporímetros ya descritos, existen otros que son bastante utilizados en ciertos países y que son los siguientes (14,4):

TANQUE ENTERRADO DEL U.S. BUREAU OF PLANT INDUSTRY (U.S.A.). Es un tanque de 182.9 centímetros de diámetro y 61 centímetros de profundidad, construido de fierro galvanizado e instalado en el terreno con su borde sobresaliendo 10.2 centímetros el -- nivel del terreno (32,11-7).

TANQUE ENTERRADO COLORADO (U.S.A.). Un recipiente cuadrado de 91.4 centímetros de lado y 45.7 centímetros de profundidad, construido de fierro galvanizado y enterrado de manera que su borde está 5.1 centímetros arriba del nivel del suelo. El agua se mantiene en el tanque poco más o menos a nivel del terreno (32,11-7).

TANQUE M.O. o TANQUE SYMONS (Reino Unido). Recipiente cuadrado de 182.9 centímetros de lado y 61 centímetros de profundidad, se instala en el terreno con su borde -- de sobresaliendo 7.6 centímetros el nivel del suelo.

TANQUE ENTERRADO AUSTRALIANO. Es un tanque circular de metal de 91.4 centímetros de diámetro y 91.4 centímetros de profundidad, que incluye un anillo de 15.2 centímetros. El tanque y el anillo contienen agua, la pared del tanque interior co--

mienza 5.1 centímetros más arriba que la exterior, está construido de fierro galvanizado o cobre y se entierra de manera que el borde del tanque exterior coincide con el nivel del terreno.

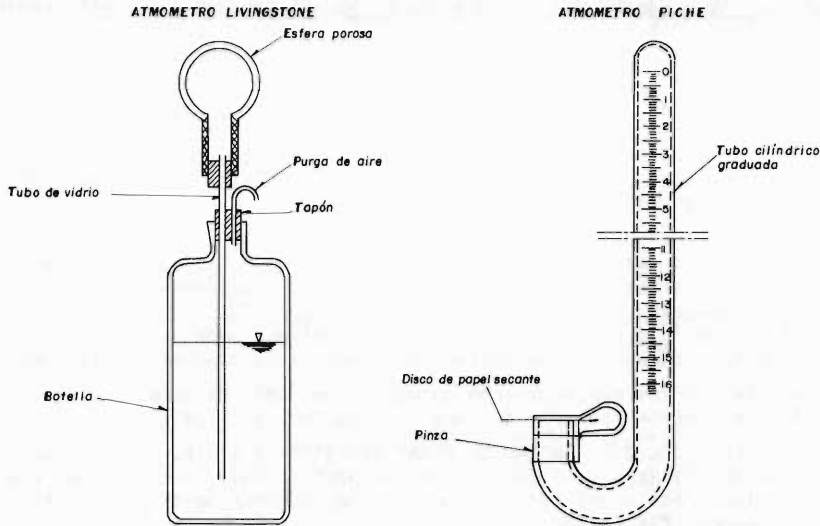
EVAPORIMETROS CON MALLA PROTECTORA. Un último tipo de evaporímetros lo constituyen aquéllos que han sido protegidos contra los pájaros y los animales, principalmente por medio de una malla de alambre. Esta malla intercepta la radiación y la lluvia y afecta el flujo del viento, de manera que la evaporación medida es menor. Las observaciones en estos tanques deben ser corregidas para adecuarlas a las mediciones de los evaporímetros sin protección (14,5).

7.1.6.3 ATMOMETROS. Para medir las variaciones relativas del poder evaporante de la atmósfera, se utilizan esferas o placas de porcelana porosa saturada de agua, estos dispositivos llamados Atmómetros son empleados por meteorólogos y agrónomos, en investigaciones y estudios de transpiración, los principales son (28,219):

ATMOMETRO LIVINSTONE. Es una esfera hueca de porcelana porosa de unos 5 centímetros de diámetro y un centímetro de espesor, que se llena de agua destilada y se comunica a un frasco, el que asegura su abastecimiento debido a la presión atmosférica y permite la medición del volumen evaporado. Varios autores han encontrado una correlación bastante alta ($r = 0.98$) entre las mediciones en el atmómetro Livinstone y las del tanque clase A (32,11-10).

En la Fig. 7.4 (28,220) siguiente se muestra un esquema del atmómetro Livinstone.

Fig 7.4



ATMOMETRO BELLANI. Es similar al atmómetro Livinstone, pero la esfera es remplazada por un disco delgado de porcelana porosa, ennegrecida y de 75 milímetros de diámetro, colocada a unos 120 centímetros del suelo.

ATMOMETRO PICHE. Está constituido por un tubo cilíndrico de vidrio de 25 centímetros de diámetro, el tubo está graduado y cerrado por su parte superior y abierto por su parte inferior, la cual es obstruida por un papel filtro normalizado de 30 milímetros de diámetro y 0.5 milímetros de espesor. Llenado el aparato con agua destilada, ésta se evapora progresivamente a través del papel, el proceso de evaporación en este instrumento está ligado al déficit higrométrico y no toma en cuenta la influencia de la insolación, pues el atmómetro se coloca bajo abrigo y entonces tampoco es afectado por la lluvia. Ver Fig. 7.4 anterior.

7.1.6.4 COMPARACION ENTRE LAS EVAPORACIONES ANUALES MEDIDAS EN LOS DIVERSOS EVAPORIMETROS. Las evaporaciones anuales medidas en los diversos evaporímetros, se han comparado con las observadas en el evaporímetro clase A del U.S. Weather Bureau, no solamente en U.S.A. sino también en otros países. Una selección de las comparaciones más importantes se muestran en la Tabla 7.2 (14,14), página siguiente.

Los resultados para el primer evaporímetro comparado (tanque circular enterrado de gran tamaño), son muy interesantes, ya que justifican la afirmación que expresa que a nivel anual, la evaporación medida en un tanque de grandes dimensiones da la mayor aproximación de la evaporación en un lago o embalse (E_L). Los resultados para el tanque de 20 m² (Tabla 7.2) son también valiosos, principalmente por que ellos están basados en varios años de registro (14,14) y corroboran mejor lo anterior, como se demuestra a continuación:

$$(E_p)_{EGT} / (E_p)_A = 0.729 \qquad (E_L) / (E_p)_A = 0.718$$

despejando $(E_p)_A$ de ambas relaciones e igualándolas se deduce que:

$$(E_L) / (E_p)_{EGT} = 0.985$$

El primer cociente se obtuvo de la Tabla 7.2, página siguiente y corresponde a la relación promedio entre la evaporación media anual en el tanque enterrado de gran tamaño y la observada en el evaporímetro clase A; el segundo cociente fue obtenido de la Tabla 7.3 (14,15) siguiente, e indica la relación promedio entre la evaporación anual en un lago (E_L) y la medida en el tanque clase A $(E_p)_A$. Por último, el tercer cociente es igual al anterior pero teniendo como referencia las evaporaciones anuales observadas en el tanque enterrado de gran tamaño.

T A B L A 7. 3
COEFICIENTES ANUALES $(E_L / E_p)_A$ PARA EL EVAPORIMETRO
CLASE A DEL U. S. WEATHER BUREAU.

SITIO	ESTADO Y PAIS	Profundidad Promedio en m.	Area Superficial, en Km ²	PERIODO DE OBSERVACIONES	METODO DE CONTROL	Cociente $(E_L / E_p)_A$
Lago Elsinore	California, U.S.A.	3.05	22.27	1939 - 41	Balance Hídrico	0.77
Embalse Red Bluff	Texas, U.S.A.	—	—	1939 - 47	Balance Hídrico	0.68
Lago Okeechabee	Florida, U.S.A.	3.05	1813.00	1940 - 46	Balance Hídrico	0.81
Lago Hefner	Oklahoma, U.S.A.	7.93	8.82	1950 - 51	Balance Hídrico	0.68
Lago Fell	California, U.S.A.	6.40	0.26	1955	Balance Hídrico	0.77
Lago Colorado	Texas, U.S.A.	4.88	8.29	1954 - 55	Balance de Energía	0.72
Lago Mead	Arizona, U.S.A.	53.68	512.87	1952 - 53	Balance de Energía	0.60
Lago Mendota	Wisconsin, U.S.A.	12.20	39.11	27 Años	Balance de Energía	0.82
Saltan Sea	California, U.S.A.	7.32	777.01	1961 - 62		0.52
Lago Silver	California, U.S.A.	0.91	51.80	1938 - 39	Balance Hídrico	0.61
Embalse Fort McIntosh	Texas, U.S.A.	—	—	1950 - 51		0.79
Embalse Kempton Park	Landres, Inglaterra	7.01	0.16	1956 - 62	Balance Hídrico	0.70
Lago Eucumbene	Nueva Gales del sur	23.77	98.16	1962 - 64	Aerodinámico Global	0.86
VALOR PROMEDIO						0.718

De igual forma se puede obtener el cociente que relaciona la evaporación media anual de un lago y la medida en el evaporímetro de 20 m² de la U.R.S.S., éste es:

TABLA 7.2
COMPARACION DE LOS COCIENTES ENTRE LA EVAPORACION ANUAL EN DIVERSOS EVAPORIMETROS Y EL CLASE A DEL U. S. WEATHER BUREAU

	TIPO DE EVAPORIMETROS	LUGAR	ESTADO Y/O PAIS	COCIENTE		
(a)	TANQUE ENTERRADO DE GRAN TAMANO, U. S. A. (3.66 m de diámetro y 0.91 m de profundidad).	Denver.	Colorado, U. S. A.	0.67		
		Fullerton.	California, U. S. A.	0.77		
		Fort McIntosh.	Texas, U. S. A.	0.73		
		Preso Falcón.	Texas, U. S. A.	0.68		
		Dryden.	Texas, U. S. A.	0.73		
		Lod Airport	Israel.	0.74		
		Kirkleigh.	Queensland, Australia.	0.78		
			PROMEDIO.		0.729	
		(b)	TANQUE ENTERRADO DEL U. S. BUREAU OF PLANT INDUSTRY.	Lago Kickapoo.	Texas, U. S. A.	0.77
				Preso Buchanan.	Texas, U. S. A.	0.83
Denver.	Colorado, U. S. A.			0.75		
Balmorhea.	Texas, U. S. A.			0.80		
Embalse Pardee.	California, U. S. A.			0.78		
Ft. Assiniboine.	Montana, U. S. A.			0.69		
Campo Yuma.	California, U. S. A.			0.78		
Fullerton.	California, U. S. A.			0.82		
Hayes.	Kansas, U. S. A.			0.68		
Lago Hefner.	Oklahoma, U. S. A.			0.74		
	PROMEDIO.		0.764			
(c)	TANQUE ENTERRADO COLORADO.	Fort Collins.	Colorado, U. S. A.	0.89		
		Belle Glade.	Florida, U. S. A.	0.82		
		Embalse Pardee.	California, U. S. A.	0.84		
		Fullerton.	California, U. S. A.	0.87		
		Embalse Henshaw.	California, U. S. A.	0.95		
		Lago Hefner.	Oklahoma, U. S. A.	0.81		
			PROMEDIO.		0.863	
(d)	TANQUE DE 20 m ²	Valday. (May - Sept.)	U. R. S. S.	0.75		
		Dubavka. (Jun - Oct.)	U. R. S. S.	0.68		
			PROMEDIO.	0.715		
(e)	TANQUE GGI - 3000.	Valday. (May - Sept.)	U. R. S. S.	0.78		
		Dubavka. (Jun - Oct.)	U. R. S. S.	0.82		
		Pestala rine.	Hungría.	0.81		
		(May - Oct.) Promedia de 1961 - 1963.		0.88		
		Matrazentlasia.	Hungría.			
	PROMEDIO.		0.822			
(f)	TANQUE ENTERRADO AUSTRALIANO.	Perth.	Oeste de Australia.	0.95		
		Darwin.	Norte de Australia.	0.80		
		Alice Springs.	Norte de Australia.	0.89		
		Waite Institute.	Sur de Australia.	0.94		
		Aspendale.	Victoria, Australia.	0.82		
		Griffith.	Nuevo Gales del Sur.	0.95		
		Eucumbene.	Nuevo Gales del Sur.	0.88		
		Jindabyne.	Nuevo Gales del Sur.	0.87		
		Wambrook.	Nuevo Gales del Sur.	0.88		
		Kirkleigh.	Queensland, Australia.	0.92		
			PROMEDIO. *		0.887	
(g)	VARIOS :	Oagaretti Kenya; (121.9 cm de diámetro, 35.6 cm de altura, sobre el terreno y con malla de protección).		0.77		
		HOLANDA ; (50 cm de diámetro, 25 cm de profundidad, enterrada).		0.64		
		POONA, INDIA ; (609.6 cm de diámetro y 25.4 cm de altura).		0.79		
		KHARTOUM, SUDAN ; (365.8 cm de diámetro y 121.9 cm de altura)		0.65		

* PARA AUSTRALIA UNICAMENTE.

$$(E_L)/(E_p)_{20} = 1.004$$

Siguiendo un desarrollo idéntico se obtienen los cocientes para los tanques enterrados: Colorado (U.S.A.) y Australiano, éstos son:

$$(E_L)/(E_p)_C = 0.832 \quad (E_L)/(E_p)_{AUST} = 0.809$$

Conviene aclarar que los resultados anteriores muestran bastante concordancia -- con las mediciones y contrastes efectuados, en diversos lagos y embalses diferentes a los reportados en las Tablas 7.2 y 7.3 (14,15).

7.1.6.5 NECESIDAD DE LAS MEDICIONES METEOROLÓGICAS COMPLEMENTARIAS. Para muy diversos trabajos hidrológicos y de investigación, será necesario disponer de otras observaciones meteorológicas conjuntamente con las del evaporímetro, por lo cual se recomienda instalar los siguientes aparatos complementarios al tanque de evaporación (28,222):

1. Pluviómetro.
2. Termómetros, incluyendo uno flotante en el evaporímetro.
3. Anemómetro registrador.
4. Barómetro.
5. Eventualmente algún tipo de atmómetro (Piché, por ejemplo).

Una de las utilidades de la recolección de la información meteorológica complementaria a los registros de evaporación, es la búsqueda de relaciones confiables entre la evaporación medida en el evaporímetro y los factores meteorológicos que la condicionan, para los fines siguientes (17,135):

- A. Aumento del conocimiento sobre el proceso evaporativo.
- B. Estimación de registros faltantes y comprobación de las mediciones dudosas.
- C. Para ayudar al estudio de las relaciones entre la evaporación en el tanque y la del lago o embalse.

7.1.7 VARIACIONES Y ORDEN DE MAGNITUD DE LA EVAPORACION.

7.1.7.1 GENERALIDADES. En los incisos 7.1.4 y 7.1.5 se analizó la influencia de los diversos factores meteorológicos y geográficos en la evaporación, entre los primeros, la temperatura, el viento y la humedad atmosférica presentan marcadas variaciones diurnas y estacionales (ver capítulo 3), las cuales definitivamente influirán en la evaporación; por otra parte, el almacenamiento de calor en los embalses profundos es quizás el factor geográfico de mayor impacto en la variación interanual de la evaporación.

7.1.7.2 VARIACIONES DIURNA Y ESTACIONAL. La variación diurna de la evaporación -- está estrechamente relacionada con la temperatura y la humedad relativa, ya que la presión atmosférica varía muy poco durante el día. Consecuentemente, las mayores velocidades de evaporación en los evaporímetros y almacenamientos pequeños, ocurrirán alrededor del mediodía debido a la influencia de la temperatura, pero además, los vientos más fuertes ocurren generalmente por la tarde, favoreciéndose así la fluctuación diurna. Se ha estimado que del 75 al 90% de la evaporación diaria ocurre entre las 6 AM y las 6 PM (18,179).

Las fluctuaciones estacionales de la evaporación son causadas por los mismos factores meteorológicos, responsables de la variación diurna y en general se puede indicar que el poder evaporante de la atmósfera es mucho mayor durante el verano que en el invierno; aunado a lo anterior, están los efectos debidos a la naturaleza (tamaño y profundidad) de la masa líquida (18,181).

7.1.7.3 ORDENES DE MAGNITUD DE LA EVAPORACION. En la República Mexicana, a nivel mensual los valores pueden variar bastante de un año a otro, siendo comunes las magnitudes superiores a 200 milímetros en la primavera y verano y del orden de 50 a 100 milímetros, en el otoño e invierno. Por el contrario, a nivel anual los valores fluctúan muy poco y tienen un intervalo de los 1,000 milímetros, en las

zonas húmedas a los 2,600 a 2,800 milímetros, en las zonas áridas, como se observa en la Fig. 7.5 (29,137), página siguiente.

Como complemento se citan los siguientes valores máximos y mínimos de evaporación anual registrados en el mundo y reportados por G. Remenieras (28,229):

Valores Máximos:	Regiones tropicales secas.	3,000 mm/año.
	Eilat, Israel.	3,200 mm/año.
	Mar Muerto.	2,400 mm/año.
Valores Mínimos:	Regiones tropicales húmedas.	1,500 mm/año.
	Lagos Michigan y Huron.	640 mm/año.
	Lagos de alta montaña.	200 mm/año.

7.2 ESTIMACION DE LA EVAPORACION EN EMBALSES.

7.2.1 GENERALIDADES.

La evaporación de los embalses y lagos no se puede medir directamente, como ocurre con la precipitación o el escurrimiento de un cauce, sino que es necesario estimarla por uno o más de los diversos métodos aplicables a los datos disponibles en cada caso. Las diversas técnicas de estimación de la evaporación de los embalses se pueden dividir en cinco grandes grupos, que son:

- 1o. Método de Balance de Energía.
- 2o. Método de Transferencia de Masa.
- 3o. Fórmula Semiempírica de H.L. Penman.
- 4o. Criterios basados en las mediciones del evaporímetro y datos meteorológicos complementarios.
- 5o. Método del Balance Hídrico.

Con ciertas limitaciones los primeros cuatro métodos o criterios permiten estimar la evaporación en un embalse en proyecto, a partir únicamente de información climatológica y mediciones especiales y el último método sólo es aplicable a embalses en operación con ciertas características específicas, que serán comentadas posteriormente.

7.2.2 METODO DEL BALANCE DE ENERGIA.

7.2.2.1 GENERALIDADES. Aunque el método del balance de energía es hasta el momento el que da los mejores resultados en un amplio intervalo de condiciones, es muy difícil de aplicar, por la complejidad y cantidad de mediciones de campo que son requeridas. Por otra parte, no se considera práctica la aplicación de este método a nivel diario, debido a la dificultad para valuar la variación de los términos de almacenamiento de energía; recomendándose su aplicación a períodos mínimos de 15 días (24,A.55).

El método se basa en la ecuación de continuidad de la energía térmica, de donde se despeja la evaporación como el término requerido para mantener el balance. La forma matemática del balance de energía es la siguiente:

$$R_i - R_r - R_l - R_h - R_e + R_v = R_c \quad (7.2)$$

donde:

R_i = radiación solar incidente a la superficie libre del agua.

R_r = radiación solar reflejada.

R_l = radiación neta de onda larga intercambiada entre la atmósfera y el volumen de agua.

R_h = pérdida de calor sensible por intercambio turbulento entre el volumen de agua y la atmósfera.

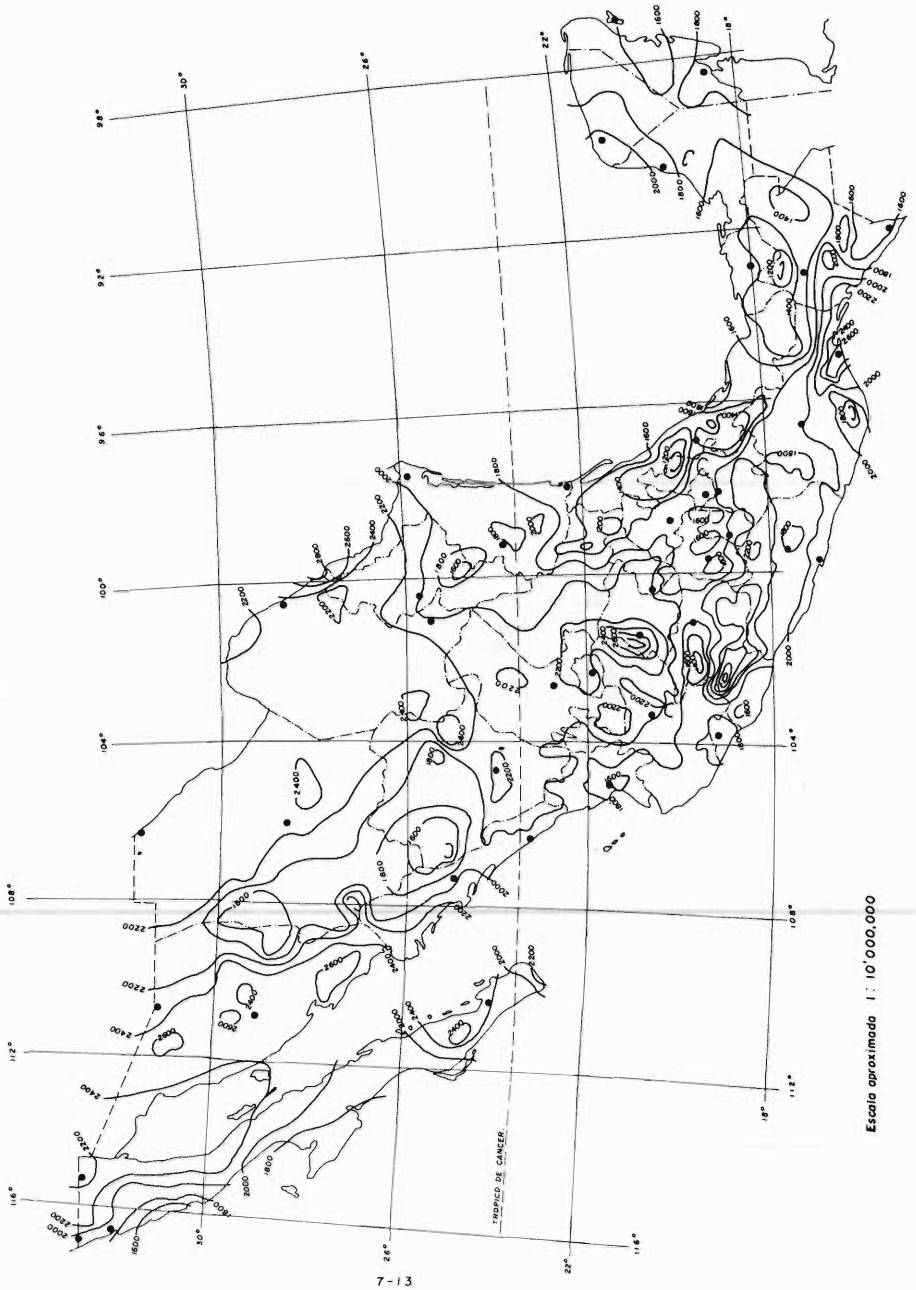
R_e = energía utilizada en la evaporación.

R_v = energía neta de advección al volumen de agua.

R_c = cambio en la energía almacenada en el volumen de agua.

Todos los términos anteriores se expresan en cal/cm² (Langleys) para un cierto intervalo, por lo tanto, la evaporación (E) en centímetros será igual a:

Fig. 7.5
EVAPORACION MEDIA ANUAL (Período 1941-1970)

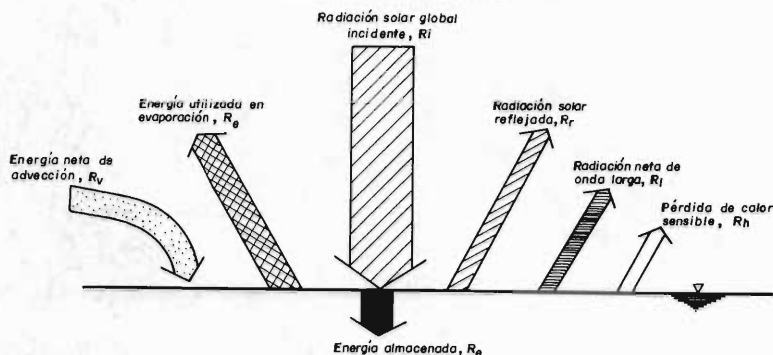


$$E = Re/\rho Hv \quad (7.3)$$

siendo, ρ la densidad del agua en gr/cm^3 y Hv el calor latente de vaporización en cal/gr (ecuaciones 3.16 y 3.17 del capítulo 3).

En la ecuación anterior, debido a su reducida magnitud, se han despreciado la conducción de calor a través del fondo, el calentamiento del agua debido a procesos químicos y biológicos y la transformación de energía cinética en energía térmica (24,A.55). En la Fig. 7.6 (11,3.5) siguiente se representa la ecuación 7.2 .

Fig 7 6
REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL BALANCE DE ENERGIA EN
SUPERFICIES DE AGUA LIBRE



7.2.2.2 RADIACION SOLAR INCIDENTE (R_i) Y REFLEJADA (R_r). La radiación solar incidente puede ser estimada por medio de las ecuaciones 3.1 y 3.2 del capítulo 3, de acuerdo a los datos disponibles. Mayores detalles se pueden consultar en el inciso 3.3.2 del citado capítulo 3. Con respecto a la radiación solar reflejada, ésta se calcula con la ecuación 3.3 del capítulo 3, en donde además se dan pormenores de su aplicación.

7.2.2.3 RADIACION NETA DE ONDA LARGA (R_l). La estimación de la radiación de onda larga emitida y recibida por el agua (radiación neta), se lleva a cabo a través de la fórmula de D. Brunt, que corresponde a la ecuación 3.5 del capítulo 3.

7.2.2.4 PERDIDA DE CALOR SENSIBLE (R_h). La medición directa del término R_h es bastante difícil. Para evaluar esta componente de la ecuación del balance energético se hace uso del cociente entre la energía utilizada en la evaporación (R_e) y la energía conducida hacia o desde el volumen de agua por el aire como calor sensible. En 1926, I.S. Bowen obtuvo la expresión general del citado cociente y además intentó relacionar tal expresión teórica con cantidades fácilmente medibles, llegando a la fórmula siguiente (11,3.20):

$$\beta = R_h/R_e = C \left(\frac{T_o - T_a}{e_o - e_a} \right) P \quad (7.4)$$

en la cual:

β = cociente de Bowen.

C = constante de Bowen, cuyo valor fluctúa de $5.8 \cdot 10^{-4}$ a $6.6 \cdot 10^{-4}$, con un valor medio, bajo condiciones atmosféricas normales de $6.1 \cdot 10^{-4}$ (11,3.20), sus unidades son $^{\circ}\text{C}^{-1}$.

T_o = temperatura de la superficie del agua, en $^{\circ}\text{C}$.

T_a = temperatura del aire, en $^{\circ}\text{C}$.

e_o = presión de vapor de saturación, en milímetros de mercurio, correspondiente a la temperatura T_o .

e_a = presión de vapor del aire, en milímetros de mercurio.

P = presión atmosférica, en milímetros de mercurio.

Para cortos intervalos, la relación de Bowen puede variar de -1 a +1, pero su valor calculado para 24 horas rara vez excede de 0.30 y con frecuencia es menor de 0.20, siendo cercano a cero durante los períodos en que la evaporación es importante (28,281). La validez de la expresión de la relación de Bowen es muy discutible mientras mayor sea la inestabilidad (fuerte convección) presente en la capa de aire considerada, ya que en tal caso la semejanza de los perfiles de temperatura y humedad será escasa.

7.2.2.5 ENERGIA NETA DE ADVECCION (Rv). La energía de advección se define como la energía neta ganada o perdida por el volumen de agua, como consecuencia de la entrada o salida de volúmenes de agua, como son: escurrimientos, extracciones, lluvia, evaporación, filtraciones, almacenamiento en las orillas y condensación. Para usar este término, será necesario medir los volúmenes de los diversos componentes y sus respectivas temperaturas durante el intervalo para el cual el balance energético es ejecutado (11,3.21).

Ovviamente, en determinados casos, sí será necesario cuantificar la energía de advección y en otros podrá ser despreciable. De hecho, la aplicabilidad del método de balance de energía está gobernada principalmente por la facilidad para evaluar la cantidad de energía de advección. Entonces, en algunos embalses, puede ser imposible de aplicar el criterio del balance de energía.

7.2.2.6 CAMBIO EN LA ENERGIA ALMACENADA (Rc). En la mayoría de las aplicaciones del método del balance de energía a grandes volúmenes de agua, el término que toma en cuenta el almacenamiento de calor es el más difícil de cuantificar, debido a los problemas involucrados en determinar el volumen total de agua almacenada y la estructura de su temperatura (11,3.21).

Bajo un punto de vista práctico, la estimación del cambio en la energía almacenada (Rc) se puede llevar a cabo con el procedimiento que se describe a continuación.

El volumen de agua embalsado en una cierta fecha, se divide en varias capas, desde la superficie hasta el fondo, a partir del gráfico áreas-capacidades del vaso se cuantifica el volumen de cada capa; por otra parte, se promedian todas las temperaturas medidas en un estrato determinado para obtener una temperatura media de tal volumen. La suma de los productos de cada volumen por la temperatura (suponiendo una temperatura base de 0 °C), utilizando unidades del sistema cgs, permitirá obtener la energía total en calorías para la fecha del análisis. Para el intervalo de temperaturas que se presentan en los embalses, la densidad y el calor específico del agua se pueden aceptar iguales a la unidad (24,A.58).

La diferencia entre las energías del agua almacenada al comienzo y al final del período de estudio, permite calcular la variación de la energía almacenada. Para pasar a las unidades de cal/cm²/día, se divide la diferencia citada entre el área media del embalse durante el intervalo y entre el número de días del lapso de análisis.

7.2.2.7 ESTIMACION DE LA EVAPORACION (E). De acuerdo a lo expuesto anteriormente, la ecuación de balance energético será igual a:

$$R_e + R_h = R_i - R_r - R_l - R_c + R_v - R_w \quad (7.5)$$

en la cual, R_w es un nuevo término que toma en cuenta la energía de advección perdida por el volumen de agua como resultado de la evaporación, será igual a (11,3.23):

$$R_w = C' \rho_e (T_o - T_b) E \quad (7.6)$$

en donde:

C' = calor específico del agua, en cal/gr/°C.

ρ_e = densidad del agua evaporada, en gr/cm³.

T_o = temperatura de la superficie del agua, en °C.

T_b = temperatura base, en °C (comúnmente 0 °C).

E = evaporación en cm/día por centímetro cuadrado de superficie de agua, es decir, es la evaporación media durante el período de estudio.

Por otra parte, según las ecuaciones 7.3 y 7.4 se tiene:

$$Re = E \cdot Hv \cdot \rho_e \quad \text{y} \quad Rh = \beta Re$$

tomando en cuenta las relaciones anteriores, la ecuación 7.5 se transforma finalmente en:

$$Re (1 + \beta) + R_w = R_i - R_r - R_l - R_c + R_v \quad (7.7)$$

$$E \cdot Hv \cdot \rho_e (1 + \beta) + C' \cdot \rho_e (T_o - T_b) E = R_i - R_r - R_l - R_c + R_v \quad (7.8)$$

$$E = \frac{R_i - R_r - R_l - R_c + R_v}{\rho_e Hv(1 + \beta) + C'(T_o - T_b)} \quad (7.9)$$

7.2.3 METODO DE TRANSFERENCIA DE MASA.

7.2.3.1 GENERALIDADES. Este método es también conocido con los nombres de Aerodinámico, de Difusión Turbulenta del Vapor y de los Gradientes de Humedad y Velocidad del Viento. La teoría básica de las ecuaciones del método es que el transporte de vapor de agua, desde la superficie evaporante a la atmósfera, es esencialmente un proceso turbulento (24,A.59), en el que el vapor tenderá a pasar de puntos de mayor contenido de humedad a puntos de menor contenido, ayudado por la turbulencia del aire. El desarrollo teórico de las ecuaciones de transporte turbulento ha seguido dos enfoques básicos: la Teoría de la Longitud de Mezcla, concepto debido a L. Prandtl (1904) y a W. Schmidt (1925) y la Teoría de la Mezcla Continua de O.G. Sutton (1949). En la referencia 11, página 3.4 se describen estas teorías.

Algunas ecuaciones desarrolladas bajo los enfoques anteriores son expresiones matemáticas complicadas y requieren para su aplicación de mediciones meteorológicas muy elaboradas, en cambio, otras, son sencillas y únicamente requieren de mediciones de humedad, viento y temperatura (24,A.59). Las ecuaciones de tipo sencillo serán expuestas en el inciso siguiente y respecto a las primeras, se presenta como representativa de ellas, la fórmula que obtuvieron C.W. Thornthwaite y B. Holzman, que supone unos perfiles adiabáticos para la atmósfera y distribuciones logarítmicas para la velocidad del viento y la humedad, para una vertical, la expresión es la siguiente (11,3.4):

$$E = \frac{0.623 \rho k^2 (v_8 - v_2)(e_2 - e_8)}{P [\ln(800/200)]^2} = 6.22 \cdot 10^{-5} \frac{(v_8 - v_2)(e_2 - e_8)}{P} \quad (7.10)$$

en donde:

E = evaporación, en cm/seg.

v_2, v_8 = velocidades del viento a 2 y 8 metros de altura, respectivamente, en cm/seg.

e_2, e_8 = presiones de vapor en el aire a 2 y 8 metros de altura, respectivamente, en milibares.

P = presión atmosférica, en milibares.

ρ = densidad del aire, en gr/cm^3 .

k = constante de von Karman, aproximadamente igual a 0.40

7.2.3.2 ECUACIONES SIMILARES A LA LEY DE DALTON. Las fórmulas que se presentan a continuación, son las más comunes relativas al tipo de ecuaciones sencillas del método de transferencia de masa y por ello son las más utilizadas, en tales expresiones se emplea la notación siguiente:

E = evaporación diaria, en milímetros.

Em = evaporación media mensual, en milímetros.

e_s = presión de vapor de saturación para la temperatura del agua superficial, en milímetros de mercurio. Se determina en la Tabla 3.7 del capítulo 3.

e = presión de vapor del aire, en milímetros de mercurio. Se obtiene en base a la humedad relativa (H.R.) y a la temperatura media del aire, por medio de la ecuación 3.25 del capítulo 3.

V_z = velocidad del viento a la altura z sobre la superficie evaporante, en m/seg. Se determina por medio de las ecuaciones 3.14 o 3.15 del capítulo 3, de acuerdo

do a la disponibilidad de datos.

Los valores de e_s , e y V_z serán medios diarios o medios mensuales, según si se calcula E o E_m y deberán de estar determinados sobre el volumen de agua, en diversos puntos de él.

$$\text{FORMULA DE A.F. MEYER (1915): } E_m = C_c(1 + 0.224 V_{7.5})(e_s - e) \quad (7.11)$$

En lagos o embalses grandes y profundos, C_c es igual a 11.0 y para superficies evapóricas pequeñas, tales como evaporímetros y pequeños almacenamientos, C_c toma un valor de 15.0. En esta fórmula e_s puede sustituirse por la presión de vapor de saturación correspondiente a la temperatura media del aire (20,319).

FORMULA DE R.E. HORTON. Horton (1917) adaptó la ley de Dalton al introducir la velocidad del viento como potencia, en la forma siguiente (18,168):

$$E = c \left[(2 - \exp -0.447 V_0)(e_s - e) \right] \quad (7.12)$$

Horton sugirió un valor de c igual a 0.36 para el caso de evaporímetros cuadrados de 30 centímetros de lado (20,168) y se acepta un valor de 0.40 para estimar la evaporación de un pequeño embalse (13,173).

FORMULA DE J. LUGEON. De acuerdo a Lugeon (1928) la evaporación en un mes de 'd' días, está dada por la ecuación siguiente (28,223):

$$E = 0.398 d (e_s - e) \frac{273 + T_M}{273} \left(\frac{760}{P_a - e_s} \right) \quad (7.13)$$

en donde, T_M es el valor medio mensual de la temperatura máxima diaria, en °C y P_a es la presión atmosférica media mensual en milímetros de mercurio.

FORMULA DE C. ROHWER. Como resultado de una investigación exhaustiva, Rohwer (1931) derivó una ecuación que incluye un término de presión para compensar las diferencias en altitud, ésta es (18,168):

$$E = 0.497 (1 - 0.0005 p)(1 + 0.6 V_0)(e_s - e) \quad (7.14)$$

en la cual, p es la presión atmosférica diaria, en milímetros de mercurio.

FORMULA DE LOS SERVICIOS HIDROLOGICOS DE LA U.R.S.S. Esta fórmula ha sido obtenida a partir de las observaciones efectuadas en evaporímetros con superficies comprendidas entre 20 y 100 metros cuadrados y es la siguiente (14,38):

$$E_m = 0.20 d (1 + 0.72 V_2) (e_s - e) \quad (7.15)$$

siendo, d el número de días del mes analizado. En caso de estimar la evaporación de un gran embalse el coeficiente 0.20, deberá de reducirse a 0.173.

EJEMPLO 7.1:

Aplicar las ecuaciones 7.11 a 7.15 para estimar la evaporación en el mes de MAYO de 1973, en un pequeño embalse, cuya estación climatológica representativa es Tampico en el estado de Tamaulipas. Los datos disponibles se concentran en la Tabla 7.4 de la página siguiente.

SOLUCION:

$$\text{FORMULA DE MEYER: } E_m = 15(1 + 0.224 V_{7.5})(e_s - e)$$

de acuerdo a la ecuación 3.15 se tiene: $V_{7.5} = 2.2(7.5/2.0)^{0.15} = 2.68 \text{ m/seg}$

en la Tabla 3.7 se obtiene para $T = 25.8^\circ\text{C}$: $e_s = 24.94 \text{ mm de Hg}$

entonces:

$$e = e_s(H.R.) = 24.94(0.81) = 20.20 \text{ mm de Hg}$$

por lo tanto:

$$E_m = 15 \left[1 + 0.224(2.68) \right] (24.94 - 20.20) = 113.8 \text{ mm/mes}$$

$$\therefore \quad \underline{E_m = 114 \text{ mm/mes}}$$

FORMULA DE HORTON: Se aceptará que V_0 corresponde a una altura de 10 centímetros, entonces de acuerdo a la ecuación 3.15 se obtiene:

$$V_0 = 2.2(0.1/2.0)^{0.15} = 1.40 \text{ m/seg}$$

$$E = 0.40 (2 - \exp(-0.447 \cdot 1.40))(24.94 - 20.20) = 2.78 \text{ mm/día}$$

$$\therefore \quad \underline{Em = 86 \text{ mm/mes}}$$

TABLA 7.4
DATOS CLIMATOLÓGICOS DEL MES DE MAYO DE 1973
EN LA ESTACION TAMPICO EN TAMAULIPAS

CONCEPTO :	VALOR :
Latitud .	22° 31' N.
Altitud .	27 m. s. n. m.
Presión atmosférica aproximada (p) .	758 mm de Hg.
Temperatura media del aire (T) .	25.8 °C.
Temperatura máxima media diaria (TM) .	27.1 °C.
Humedad relativa (HR) .	81 %
Velocidad del viento medida a 20m. sobre el terreno.	2.2 m/seg.

FORMULA DE LUGEON: De acuerdo a los cálculos previos se tiene:

$$Em = 0.398 (31)(24.94 - 20.20) \left[\frac{(273 + 27.1)}{273} \right] \left[\frac{760}{(758 - 24.94)} \right] = 67 \text{ mm/mes}$$

$$\therefore \quad \underline{Em = 67 \text{ mm/mes}}$$

FORMULA DE ROHWER: De acuerdo a los cálculos precedentes se tiene:

$$E = 0.497 \left[1 - 0.0005(758) \right] \left[1 + 0.60(1.40) \right] (24.94 - 20.20) = 2.692 \text{ mm/día}$$

$$\therefore \quad \underline{Em = 83 \text{ mm/mes}}$$

FORMULA DE LOS SERVICIOS HIDROLOGICOS DE LA U.R.S.S.: En base a los cálculos previos se obtiene:

$$Em = 0.20 (31) \left[1 + 0.72(2.2) \right] (24.94 - 20.20) = 75.94 \text{ mm/mes}$$

$$\therefore \quad \underline{Em = 76 \text{ mm/mes}}$$

En base a los resultados anteriores se puede concluir como valor probable de la evaporación del mes de Mayo de 1973, en un pequeño embalse cerca de Tampico, Tamaulipas, del orden de 80 milímetros.

7.2.3.3 ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE MASA. Durante las investigaciones en el Lago Hefner en Oklahoma, U.S.A., muchas fórmulas aerodinámicas para la estimación de la evaporación fueron contrastadas, encontrándose que la ecuación sencilla del tipo siguiente reportó buenos resultados (24,A.60):

$$E = N \cdot V_a (e_s - e_a) \quad (7.16)$$

en donde:

E = evaporación en el embalse, en mm/día.

N = constante numérica, conocida como Coeficiente de Transferencia de Masa.

V_a = velocidad del viento, en m/seg medida a una cierta altura 'a' de la superficie del agua, en metros.

e_s = presión de vapor de saturación, en milibares, correspondiente a la temperatura del agua superficial.

e_a = presión de vapor en el aire, en milibares, medida a una altura 'a' determinada.

La recopilación de la información para la aplicación de la ecuación anterior, se debe realizar cerca del centro del embalse, pudiéndose utilizar una balsa anclada en el vaso, para soporte de los instrumentos: anemómetro, termómetro y psicrómetro.

A partir de los datos obtenidos en el Lago Hefner, se desarrollaron varias fórmu

las empíricas, como las siguientes (17,129):

$$E = 0.122 V_4 (e_0 - e_2) \quad (7.17)$$

$$E = 0.097 V_8 (e_0 - e_8) \quad (7.18)$$

en las cuales, la velocidad del viento está dada en m/seg, indicando el subíndice la altura en metros a la cual se debe medir y e_0 es la presión de vapor de la superficie del agua, en milibares. La ecuación 7.17 dio excelentes resultados en el Lago Mead de Arizona, U.S.A. y existen buenas razones para creer que es de aplicación general.

En el valor numérico del coeficiente N (ecuación 7.16), se incluye el efecto de muchas variables como son: la estructura del viento, el tamaño del embalse, la rugosidad de la superficie del agua, la estabilidad atmosférica, la presión barométrica y la densidad y viscosidad cinemática del aire. Afortunadamente, las experiencias han demostrado que N es relativamente constante, si V, e_0 y e, se miden en las proximidades del centro del embalse y si e se mide dentro de la capa de vapor (24,A.60).

A.T. Hjelmfelt y J.J. Cassidy citan la ecuación siguiente para valuar el coeficiente N, deducida en base a los datos recabados en el Lago Mead (13,173):

$$N = 0.161 [1 - 0.03(T - T_a)] \quad (7.19)$$

en la cual:

T = temperatura media del aire, en °C.

T_a = temperatura media del agua superficial, en °C.

La fórmula anterior se emplea en la ecuación 7.16, con V_g en m/seg y e_s y e₂ en milímetros de mercurio.

G.E. Harbeck estudió del orden de 20 embalses (7,113) de la zona árida de U.S.A., cuyas áreas o tamaños de vaso fluctuaron entre 0.004 y 110 Km², encontrando que el valor del coeficiente N se podía definir por la ecuación siguiente (17,129):

$$N = 0.291 A^{-0.05} \quad (7.20)$$

estando A, área del embalse, en metros cuadrados. La expresión anterior se utiliza en la ecuación 7.16 con V₂ en m/seg y e₂ medida en la orilla del embalse, exterior a la capa de vapor del lago, es decir, está medida en aire no modificado (24,A.61). Como complemento se recomienda consultar la referencia recomendada D.

EJEMPLO 7.2:

En base a las ecuaciones 7.19 y 7.20 dar solución al problema del ejemplo 7.1, - teniendo como dato adicional el tamaño del vaso, igual a 1.5 hectáreas.

SOLUCION: Considerando que la temperatura del agua en el embalse sea similar a la temperatura ambiente, se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{(ver ejemplo 7.1)} \quad e_s &= 24.94 \text{ mm de Hg} = 33.25 \text{ mb} \\ e &= 20.20 \text{ mm de Hg} = 26.93 \text{ mb} \end{aligned}$$

según la ecuación 7.19:

$$N = 0.161, \text{ ya que } T = T_a$$

y de acuerdo a 7.20:

$$N = 0.291(1.5 \cdot 10^4)^{-0.05} = 0.180$$

la velocidad V_g requerida para aplicar las ecuaciones 7.19 y 7.20 en la 7.16 se estima con la ecuación 3.15 del capítulo 3, esto es:

$$V_g = 2.2(9/2)^{0.15} = 2.76 \text{ m/seg}$$

por último, llevando los valores anteriores a la ecuación 7.16 se obtiene:

$$E = 0.161(2.76)(24.94 - 20.20) = 2.11 \text{ mm/día}$$

$$E = 0.180(2.20)(33.25 - 26.93) = 2.50 \text{ mm/día}$$

por lo que:

$E_m = 65 \text{ mm/mes}$ con ecuación 7.19 .

$E_m = 78 \text{ mm/mes}$ con ecuación 7.20 .

7.2.3.4 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE MASA. El valor del coeficiente N se puede determinar a partir del procedimiento siguiente: primeramente se estima la evaporación del embalse por algún otro método, preferentemente por los - de balance hídrico y/o de energía, se llevan a un gráfico los valores de la evaporación media en el intervalo de análisis (ordenadas) contra los productos de V_a -- por $(e_s - e)$ también medios (abscisas), tales puntos deben definir una relación lineal. La pendiente de tal recta de regresión es el valor de N buscado y su ordenada al origen (si es que existe) define las filtraciones del vaso (7,11i).

Entonces, en embalses con pérdidas por filtración se tendrá:

$$\Delta h = E_o + C \quad (7.21)$$

en donde:

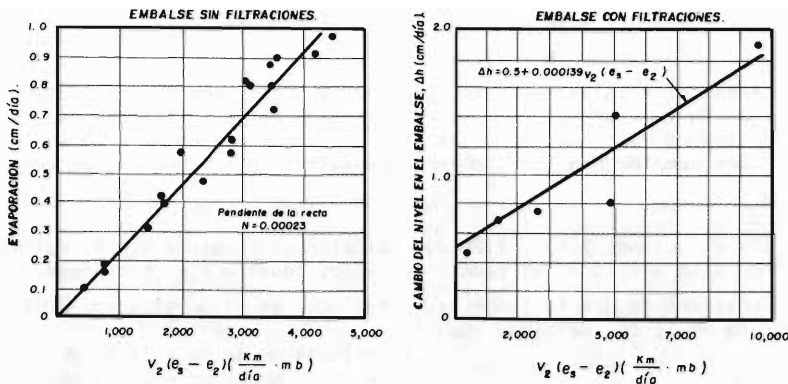
Δh = cambio del nivel en el embalse, ajustado por aportaciones o salidas del vaso, comúnmente expresado en cm/día como valor medio del intervalo. Durante períodos de aportaciones o salidas nulas, es simplemente el descenso del nivel del agua en el vaso.

E_o = evaporación, en cm/día.

C = pérdidas por filtración, expresadas en lámina de agua sobre el área del vaso, en cm/día.

En la Fig. 7.7 (7,11i) se ilustra lo anterior para dos casos reales, según los datos recabados por W.B. Langbein y colaboradores (1951) en Arizona, U.S.A.

Fig. 7.7
DETERMINACION DEL COEFICIENTE N .



7.2.4 FORMULA SEMIEMPIRICA DE H.L. PENMAN.

7.2.4.1 TEORIA. Penman (1948) combinó la fórmula de Dalton previamente multiplicada por una función de la velocidad del viento, con el método del balance de energía, para obtener una expresión que permite estimar la evaporación desde una superficie de agua sin tener que evaluar el término e_s , que es la presión de vapor de saturación para la temperatura del agua superficial, la cual es difícil de medir, e imposible de disponer de tal dato, en caso de un embalse en proyecto.

La deducción de la fórmula de Penman se puede consultar en las referencias 11, páginas 3.46 y 3.47 y en la referencia 34, páginas 39 a 43. La fórmula es la siguiente:

$$E = \frac{\Delta R_n + \gamma E_a}{\Delta + \gamma} \quad (7.22)$$

en la que:

E = evaporación diaria, en milímetros.

Δ = pendiente de la curva de presión de vapor de saturación para la temperatura - del aire, en milímetros de mercurio por °C.

R_n^i = radiación neta, expresada en milímetros de agua evaporada por día. Se determina por medio de la ecuación 3.6 del capítulo 3. Como R_n se debe expresar en mm/día, entonces el valor calculado con la citada ecuación 3.6 se divide entre el calor latente de vaporización (Hv) y la densidad del agua evaporada -- (e).

γ = constante psicrométrica, en milímetros de mercurio/°C.

E_a = evaporación, en mm/día, para el caso hipotético de igualdad en las temperaturas del aire y del agua. Se calcula con la fórmula siguiente:

$$E_a = 0.35(0.50 + 0.54 V_2)(e_s - e) \quad (7.23)$$

en la que, V_2 es la velocidad del viento en m/seg a dos metros de altura sobre la superficie evaporante, e_s es la presión de vapor de saturación para la temperatura media del aire, en milímetros de mercurio (se obtiene en la Tabla 3.7) y e es la presión de vapor del aire, en milímetros de mercurio.

Con propósitos prácticos es más conveniente escribir la fórmula de Penman en la -- forma siguiente, en la cual, el término (Δ/γ) está definido en la Tabla 7.5 (20,-- 328) dada a continuación.

$$E = \frac{(\Delta/\gamma) R_n^i + E_a}{(\Delta/\gamma) + 1} \quad (7.24)$$

Los datos necesarios para la aplicación de la ecuación de Penman se enlistan en la Tabla 7.6 de la página siguiente y pueden ser obtenidos de cualquier estación climatológica que incluya un anemómetro y un psicrómetro, para poder contar con la velocidad del viento a una cierta altura y con el dato de la humedad relativa.

TABLA 7.5
COCIENTE (Δ / γ) DE LA FORMULA DE H. L. PENMAN.

t (°C)	Δ / γ	t (°C)	Δ / γ	t (°C)	Δ / γ
0.0	0.67	10.5	1.27	21.0	2.26
0.5	0.69	11.0	1.30	21.5	2.32
1.0	0.72	11.5	1.34	22.0	2.38
1.5	0.74	12.0	1.38	22.5	2.45
2.0	0.76	12.5	1.42	23.0	2.51
2.5	0.79	13.0	1.46	23.5	2.58
3.0	0.81	13.5	1.50	24.0	2.64
3.5	0.84	14.0	1.55	24.5	2.71
4.0	0.86	14.5	1.59	25.0	2.78
4.5	0.89	15.0	1.64	25.5	2.85
5.0	0.92	15.5	1.68	26.0	2.92
5.5	0.94	16.0	1.73	26.5	3.00
6.0	0.97	16.5	1.78	27.0	3.08
6.5	1.00	17.0	1.82	27.5	3.15
7.0	1.03	17.5	1.88	28.0	3.23
7.5	1.06	18.0	1.93	28.5	3.31
8.0	1.10	18.5	1.98	29.0	3.40
8.5	1.13	19.0	2.03	29.5	3.48
9.0	1.16	19.5	2.09	30.0	3.57
9.5	1.20	20.0	2.14	35.0	4.52
10.0	1.23	20.5	2.20	40.0	5.71

TABLA 7.6
DATOS NECESARIOS PARA LA APLICACION
DE LA FORMULA DE H. L. PENMAN.

CONCEPTO :	SIMBOLO.	UNIDAD.
Latitud.	ϕ	grada sexagesimal.
Horas de insolación.	n	horas.
Albedo.	r	adimensional
Temperatura media.	T	$^{\circ}$ C.
Humedad relativa.	H. R.	%.
Velocidad del viento a 2 m de altura de la superficie evaporante.	V_2	m /seg

EJEMPLO 7.3:

Aplicar la ecuación de Penman para resolver el problema del ejemplo 7.1 anterior.

SOLUCION: De la Fig. 3.9 del capítulo 3 se obtiene para el mes de Mayo la radiación solar incidente $R_i = 400$ langleys/día. En la Tabla 3.5 se selecciona para una superficie de agua libre con temperatura menor de 30°C , un valor para el albedo (r) de 0.04

De las Tablas 3.2 y 3.3 se obtienen respectivamente: $R_A = 935$ langleys/día
 $N = 13.2$ horas/día

Entonces, haciendo uso de la ecuación 3.2 se despeja n como sigue:

$$R_i = R_A(0.20 + 0.48 n/N) ; \quad 400 = 935(0.20 + 0.48 n/N) \quad \therefore n/N = 0.475$$

por lo tanto: $n = 6.26$ horas de insolación en el mes de Mayo de 1973.

Por otra parte, en el ejemplo 7.1 se determinaron: $e_s = 24.94$ mm de Hg
 $e = 20.20$ mm de Hg

La radiación neta de onda larga se estimará con la fórmula de Brunt (ecuación 3.5), es decir:

$$R_l = 1.171 \cdot 10^{-7} (25.8 + 273)^4 (0.56 - 0.0924 \cdot 20.2) (0.1 + 0.9 \cdot 0.475) =$$

$$R_l = 71.3 \text{ cal/cm}^2/\text{día}$$

Entonces, según la ecuación 3.6 se obtiene:

$$R_n = R_i(1 - r) - R_l = 400(1 - 0.04) - 71.3 = 312.7 \text{ cal/cm}^2/\text{día}$$

pero: $H_v = 597.3 - 0.564(25.8) = 582.7 \text{ cal/gr}$

aceptando que $\rho = 1.0 \text{ gr/cm}^3$; $H_v = 582.7 \text{ cal/cm}^3 = 58.3 \text{ cal/cm}^2/\text{mm}$

por lo cual: $R_n^1 = R_n/H_v = 312.7/58.3 = 5.36 \text{ mm/día}$

Por otra parte, el valor de E_a según la ecuación 7.23 será:

$$E_a = 0.35 [0.5 + 0.54(2.2)] (24.92 - 20.20) = 2.80 \text{ mm/día}$$

de la Tabla 7.5 se determina para $T = 25.8^{\circ}\text{C}$: $\Delta/\gamma = 2.89$

Finalmente, en base a la ecuación 7.24 se tendrá:

$$E = \frac{(2.89)(5.36) + 2.80}{2.89 + 1.00} = 4.70 \text{ mm/día}$$

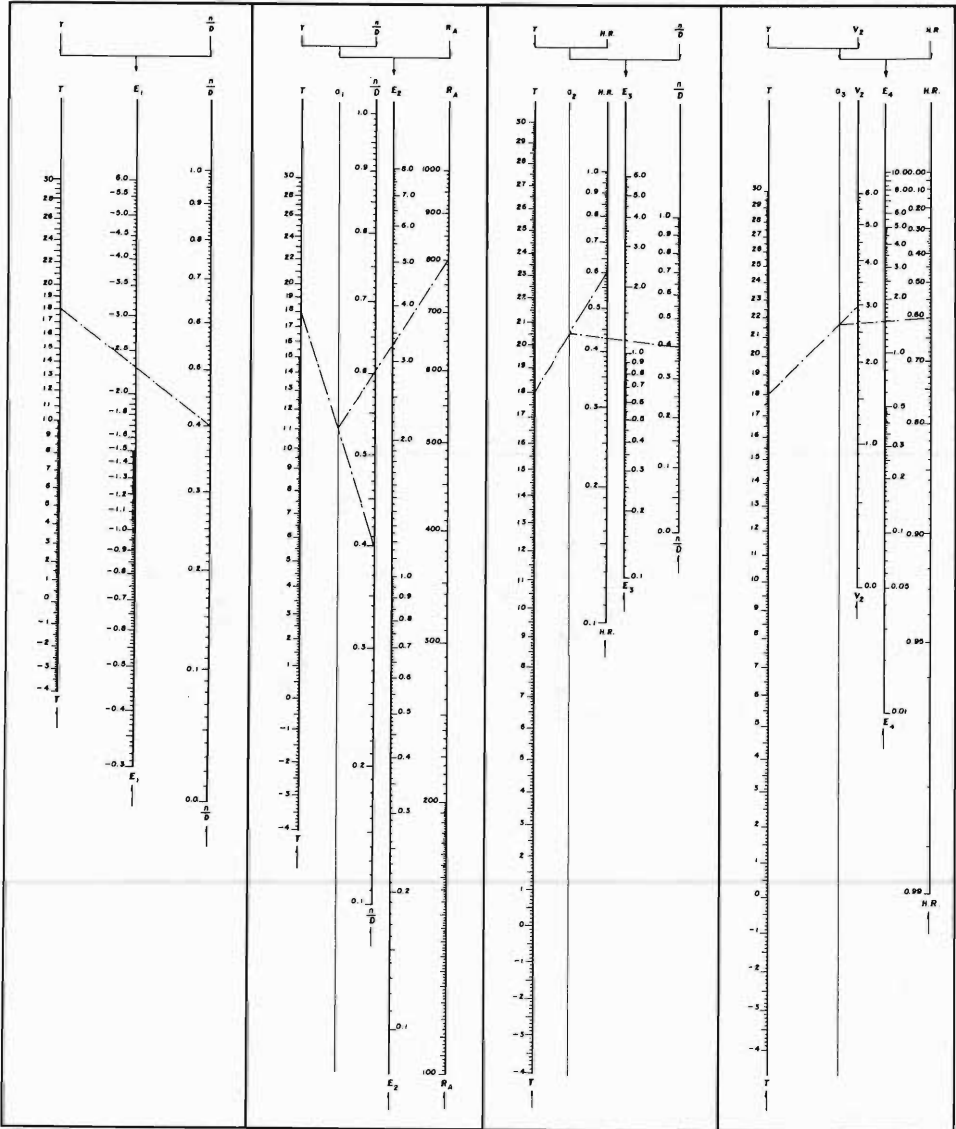
por lo que la evaporación en el mes de Mayo de 1973 en un pequeño embalse cercano a Tampico, Tamaulipas será igual a:

$$E_m = 4.70(31) = 146 \text{ mm/mes}$$

7.2.4.2 NOMOGRAMA DE LA FORMULA ORIGINAL DE PENMAN. Para evitar la labor numérica que involucra la aplicación de la ecuación de Penman, varios nomogramas han sido diseñados; uno de ellos se debe a P.J. Rijkoort del Royal Meteorological Institute of Netherlands y se tiene en la Fig. 7.8 (34,44), página siguiente. Otros nomogra-

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA EVAPORACION E_0 DESDE UNA SUPERFICIE DE AGUA LIBRE DE ACUERDO A LA FORMULA DE H. L. PENMAN.

$$E_0 = \frac{\Delta m + \gamma E_0}{A + \gamma} = E_1 \left(T, \frac{n}{D} \right) + E_2 \left(T, R_A, \frac{n}{D} \right) + E_3 \left(T, \frac{n}{D}, H.R. \right) + E_4 \left(T, V_2, H.R. \right).$$



EJEMPLO :

$T = 18^{\circ}C$

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

$R_A = 800 \text{ cal/cm}^2/\text{día.}$

$H.R. = 60\% = 0.60$

$V_2 = 3.0 \text{ m/seg.}$

PARA LOS DATOS DEL EJEMPLO, LOS SIGUIENTES VALORES DE E_1, E_2, E_3, E_4 FUERON OBTENIDOS :

$E_1 = -2.28 \text{ mm/día.}$

$E_2 = +3.30 \text{ mm/día.}$

$E_3 = +1.12 \text{ mm/día.}$

$E_4 = +1.52 \text{ mm/día.}$

POR LO TANTO, $E_0 = +3.66 \text{ mm/día.}$

mas auxiliares para la aplicación de la ecuación de Penman se tienen en la referencia 11, páginas 3.48 y 3.49.

Es pertinente aclarar que el nomograma de Rijkoort, fue construido utilizando la expresión siguiente, para estimar la radiación incidente (34,44):

$$R_i = R_A (0.20 + 0.48 n/N) \quad (7.25)$$

la cual es sensiblemente diferente a la propuesta originalmente por Penman, para el Sureste de Inglaterra (ver Tabla 3.4 del capítulo 3), que es la siguiente (11, 3.47):

$$R_i = R_A (0.18 + 0.55 n/N) \quad (3.2)$$

EJEMPLO 7.4:

Dar solución al problema del ejemplo 7.1 utilizando el nomograma de Rijkoort dado en la Fig. 7.8 de la página anterior.

SOLUCION: Datos: $T = 25.8 \text{ }^\circ\text{C}$ $R_A = 935 \text{ cal/cm}^2/\text{día}$ $V_2 = 2.20 \text{ m/seg}$
 $n/N = 0.475$ (ver ejemplo 7.3) H.R. = 0.81

Llevando los valores anteriores al nomograma de la Fig. 7.8 se obtuvieron las magnitudes siguientes:

$$\begin{aligned} E_1 &= - 3.20 \text{ mm/día} \\ E_2 &= + 4.75 \text{ mm/día} \\ E_3 &= + 2.32 \text{ mm/día} \\ E_4 &= + 0.68 \text{ mm/día} \\ \hline E &= + 4.55 \text{ mm/día} \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$E_m = 4.55(31) = 141 \text{ mm/mes}$$

7.2.4.3 NOMOGRAMA DE LA FORMULA MODIFICADA DE PENMAN. Quizás el criterio más ampliamente utilizado para la estimación de la evaporación en un embalse, en base a datos meteorológicos, sea el uso de la fórmula de Penman. La Fig. 7.9 (17,131) de la página siguiente, permite estimar la evaporación en un embalse poco profundo, está basada en la aplicación de la fórmula de Penman a los evaporímetros clase A, considerando un coeficiente de 0.70 para la relación entre la evaporación en el vaso y la medida en dicho tanque, además de incorporar las diferencias en el valor de γ para un evaporímetro y la superficie libre (17,130).

La Fig. 7.9 en general, permite estimar en una forma conveniente la evaporación de un embalse somero, cuando la advección neta es despreciable. Aunque la construcción de tal figura se basó en datos diarios, la experiencia ha demostrado que únicamente resultan errores pequeños cuando se calcula la evaporación mensual (valor medio del mes), a partir de los promedios mensuales de las magnitudes diarias.

EJEMPLO 7.5:

A partir de la Fig. 7.9 de la página siguiente, resolver el problema planteado en el ejemplo 7.1 (página 7-18).

SOLUCION: Datos: $T = 25.8 \text{ }^\circ\text{C} = 78.4 \text{ }^\circ\text{F}$ H.R. = 81%
 $V_2 = 2.20 \text{ m/seg}$ $R_i = 400 \text{ langleys/día}$ (ver ejemplo 7.3)

Para utilizar la Fig. 7.9 se requiere la velocidad del viento a 15 centímetros del borde del evaporímetro clase A, es decir, a 66 centímetros del terreno, en millas náuticas por día; a partir de la ecuación 3.15 se tendrá:

$$V_{0.66} = 2.2(0.66/2.00)^{0.15} = 1.86 \text{ m/seg} = 86.9 \text{ millas náuticas por día}$$

Además se requiere la temperatura de punto de rocío T_d , la cual puede ser estimada por medio de la ecuación 3.20, esto es:

$$T - T_d = (14.55 + 0.114T)X + (2.5 + 0.007T)X^3 + (15.9 + 0.117T)X^{14} \quad (3.20)$$

siendo, $X = 1.00 - (81/100) = 0.19$ según ecuación 3.21. Entonces se obtiene:

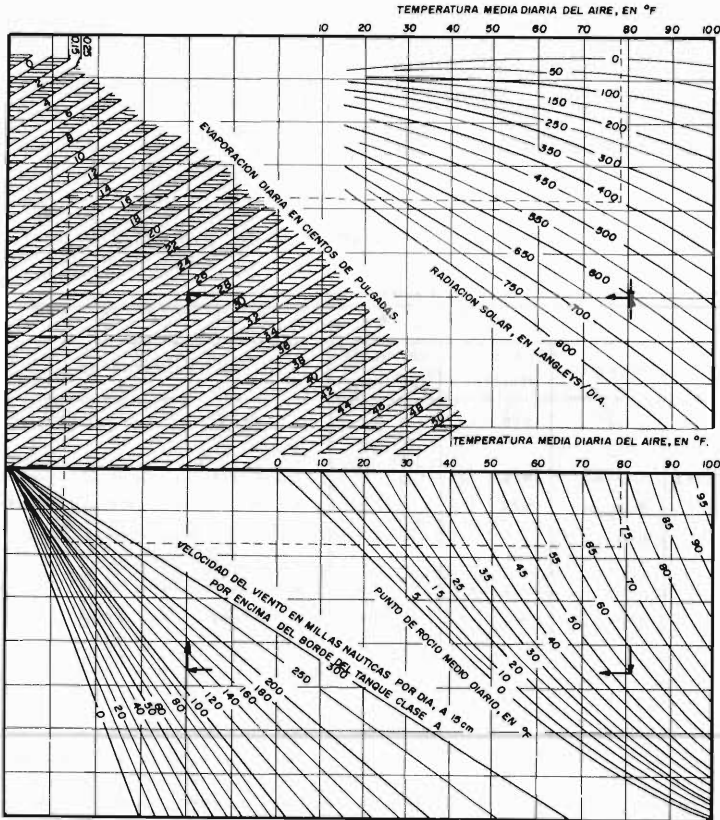
$$T - T_d \approx 3.455 \quad \therefore T_d = 22.3 \text{ } ^\circ\text{C} = 72.14 \text{ } ^\circ\text{F}$$

Con los valores de T , R_i , T_d y V_0 , se determina en la Fig. 7.9 una evaporación diaria de 0.13 pulgadas por día, por lo tanto:

$$E_m = 102 \text{ mm/mes}$$

Fig. 7.9

ESTIMACION DE LA EVAPORACION DIARIA EN UN LAGO POCO PROFUNDO, CUANDO LA ADVECCION NETA ES DESPRECIABLE (U. S. NATIONAL WEATHER SERVICE).



7.2.5 CRITERIOS BASADOS EN DATOS METEOROLOGICOS Y EN LAS MEDICIONES DEL EVAPORIMETRO CLASE A.

7.2.5.1 METODOS DE ESTIMACION EN EMBALSES PEQUEÑOS.

FORMULA DEL U. S. WEATHER BUREAU. Este organismo propuso en 1962 la ecuación 7.26 - siguiente, para estimar la evaporación diaria en un embalse (31,92):

$$E_L = 25.4 \left\{ \exp \left[(1.8T - 180) (0.1024 - 0.01066 \ln R_i) \right] - 0.0001 + 0.0006 (e_d - e)^{0.88} \cdot (0.37 + 0.2202V_0.6) \right\} \left\{ 0.015 + (1.8T + 430.36)^{-2} (6.8554 \cdot 10^{10} \exp \left[\frac{-7,482.6}{(1.8T + 430.36)} \right]) \right\}^{-1}$$

siendo:

T = temperatura del aire, en °C.

R_i = radiación solar incidente, en langleys/día, se estima con las figuras 3.5 a 3.16.

e_d = presión de vapor correspondiente a la temperatura de punto de rocío T_d, en milímetros de mercurio.

e = presión de vapor correspondiente a la temperatura del aire T, en milímetros de mercurio.

V_{0.6} = velocidad del viento medida a 60 centímetros del terreno, en m/seg.

De acuerdo a W.W. Lamoreux (1962) el término (e_d - e) se puede estimar con la ecuación siguiente (2,36), en milímetros de mercurio:

$$(e_d - e) = 1.629 \cdot 10^8 \left\{ \exp \left[\frac{-7,482.6}{(1.8T + 430.36)} \right] - \exp \left[\frac{-7,482.6}{(1.8T_d + 430.36)} \right] \right\} \quad (7.27)$$

METODO BASADO EN EL COCIENTE (E_L/E_A). De acuerdo a los datos recabados por diferentes autores, como los concentrados en la Tabla 7.3 de la página 7-9 y los de la Tabla 7.7 (11,3.29) siguiente, la evaporación media anual y anual en un embalse (E_L) se puede estimar a partir de valores medidos (E_A) en el evaporímetro clase A, en base a la ecuación siguiente:

$$E_L = R \cdot E_A \quad (7.28)$$

en la cual, R es el valor promedio del cociente (E_L/E_A), cuyo valor es 0.71 aproximadamente.

TABLA 7.7
COEFICIENTES ANUALES (E_L / E_A) PARA EL EVAPORIMETRO CLASE "A" EN U.S.A.

UBICACION	INTERVALO	AÑOS DE REGISTRO	COEFICIENTE (E _L /E _A)	REFERENCIAS
Denver, CO, U.S.A.	Anual.	1915 - 16	0.67	R.B. Sleight (1917). evaporímetro de 3.66 m de diámetro.
U.S.A.	Anual.		0.69	C. Rowher (1931).
Fort Collins, CO, U.S.A.	Abr. - Nov.	1926 - 28	0.70	C. Rowher (1934). embalse de 25.9 m. de profundidad.
Utah, U.S.A.	May - Oct.	1926 - 27	0.67	W.N. White (1932). evaporímetro de 3.66 m. de diámetro.
U.S.A.	Anual.		0.69	L.S. Hall (1934) Subcommittee on irrigation.
			0.70	Hydraulics, ASCE (1934).
Texas, U.S.A.	Anual.	1939 - 47	0.68	U.S. Department of interior (1952).
Florida, U.S.A.	Anual.	1940 - 46	0.81	U.S. Department of interior (1952).
Oklahoma, U.S.A.	Anual.	1950 - 51	0.69	U.S. Department of interior (1952).
Arizona, U.S.A.	Anual.	1952 - 53	0.60	U.S. Department of interior (1956).
California, U.S.A.	Anual.		0.77	A.A. Young (1947).
California, U.S.A.	Anual.		0.77	A.A. Young (1947) evaporímetro de 3.66 m. de diámetro.
			0.703	VALOR PROMEDIO

En base a numerosos estudios y comparaciones se ha demostrado que el cociente R depende considerablemente de las condiciones climáticas, variando de 0.60 en regiones de climas cálidos y secos (T > T_a) a 0.80 en las regiones septentrionales (T < T_a), donde T es la temperatura del aire y T_a la temperatura del agua superficial (14,--39). El error estándar de las estimaciones con este criterio fluctúa del 9 al 18%.

En la referencia recomendada G se presenta un enfoque diferente para valuar con mayor precisión el cociente R, en función de diversas mediciones meteorológicas en el sitio del evaporímetro y en el embalse.

Cuando no se disponga de mediciones de evaporación en el tanque clase A, se pueden estimar sus valores mensuales utilizando la ecuación propuesta por R.K. Lane (16,-1), la cual relaciona la evaporación mensual (E_A)_m con la radiación solar incidente y con la temperatura media del aire, ésta es (16,5):

$$(E_A)_m = 25.4 \cdot 10^{-4} R_i (4.806 T + 33.98) \quad (7.29)$$

en la cual:

$(E_A)_m$ = evaporación mensual del tanque clase A, en milímetros.

R_i = radiación solar incidente media diaria para el mes en cuestión, en cal/cm²/día, se obtiene de las figuras 3.5 a 3.16 del capítulo 3.

T = temperatura media mensual del aire, en °C.

La fórmula de Lane resultó del análisis de 551 series de valores de E_A , T y R_i recabados en los estados de Idaho, Washington, Oregon, California y Alaska, de U.S.-A., habiéndose obtenido un coeficiente de correlación de la fórmula igual a 0.82 - (16,5).

La siguiente fórmula permite estimar la evaporación diaria en un evaporímetro clase A, a partir de datos meteorológicos, dicha ecuación es propuesta por el U.S. -- Weather Bureau (1962) y es la siguiente (31,92):

$$E_A = 25.4 \left\{ \exp \left[(1.8T - 180) (0.1024 - 0.01066 \ln R_i) \right] - 0.0001 + 0.00145 (e_d - e)^{0.88} (0.37 + 0.2202 V_{0.6}) \right\} \left\{ 0.025 + (1.8T + 430.36)^{-2} 4.7988 \cdot 10^{10} \exp \left[\frac{-7,482.6}{(1.8T + 430.36)} \right] \right\}^{-1}$$

el significado de las variables de la ecuación 7.30 anterior es idéntico al de la ecuación 7.26 de la página 7.26 .

METODO EMPIRICO QUE CONSIDERA LA ENERGIA DE ADVECCION DEL EVAPORIMETRO. Normalmente, la advección causada al agregar agua al evaporímetro no tiene importancia, sin embargo, la advección de calor sensible a través de sus paredes es suficiente para producir variaciones moderadas en el cociente (E_L/E_A) bajo diferentes regímenes -- climáticos o dependiendo de las temperaturas del agua en el tanque y del aire. Como la transferencia de calor a través del fondo de un embalse es prácticamente nula, entonces, los datos del evaporímetro necesitan un ajuste antes de ser utilizados para estimar la evaporación del embalse (17,137).

M.A. Kohler, T.J. Nordenson y W.E. Fox (1955) propusieron un método para estimar la evaporación diaria de un embalse a partir de la evaporación medida en el tanque clase A, el cual toma en cuenta la porción de la energía de advección que es empleada en la evaporación por el evaporímetro. La ecuación del método es la siguiente -- (14,40):

$$E_L = 0.70 E_A + 0.00051 P \alpha_p (0.37 + 0.0041 V_2) (T_a - T)^{0.88} \quad (7.31)$$

siendo:

E_L = evaporación diaria en el embalse, en pulgadas.

E_A = evaporación diaria medida en el evaporímetro clase A, en pulgadas.

P = presión atmosférica, en milímetros de mercurio.

α_p = proporción de la energía de advección usada por el evaporímetro clase A en evaporación.

V_2 = velocidad del viento a 2 pies del terreno, en millas por día.

T_a = temperatura del agua superficial en el evaporímetro, en °F.

T = temperatura del aire, en °F.

El coeficiente 0.70 de la ecuación anterior es el valor medio del cociente (E_L/E_A), considerando $T = T_a$ (14,41). Los valores de E_A , P , V_2 , T_a y T son las magnitudes -- promedio para el período durante el cual se estima la evaporación del embalse, que puede ser un día o un mes.

La solución de la ecuación 7.31 se tiene en las figuras 7.10 (17,139) de la página siguiente y 7.11 (17,140) de la página 7-30, en sistema Métrico; la primera permite estimar el término α_p y la segunda la evaporación en el vaso para el intervalo analizado.

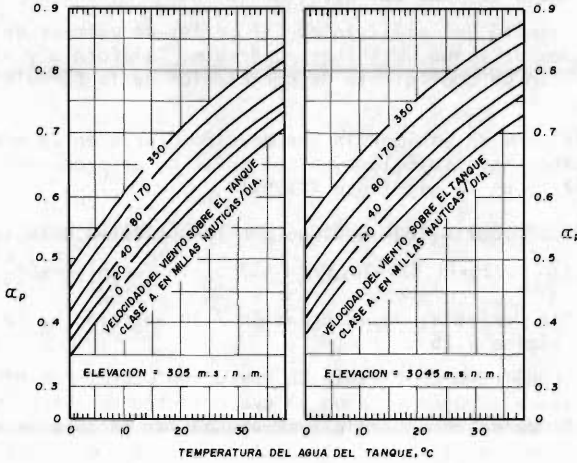
EJEMPLO 7.6:

Utilizar las ecuaciones 7.26, 7.28 y 7.31 para resolver el problema del ejemplo -- 7.1, si la evaporación medida en el evaporímetro clase A en el mes de Mayo de 1973 en la estación climatológica Tampico, Tamaulipas fue 196.1 milímetros y se conside

ra que la temperatura del agua superficial en el embalse es de 23 °C.

Fig. 7.10

PROPORCIÓN DE LA ENERGÍA DE ADVECCIÓN α_p UTILIZADA
POR LA EVAPORACIÓN EN UN TANQUE CLASE "A"
(U. S. NATIONAL WEATHER SERVICE).



SOLUCION: Para utilizar la ecuación 7.26 primeramente se debe evaluar la diferencia ($e_d - e$), con la ecuación 7.27, esto es:

$$(e_d - e) = 4.721 \text{ mm de Hg}$$

Además, se debe estimar la velocidad del viento a 60 centímetros del terreno (15 - centímetros arriba del borde del evaporímetro), este cálculo se realiza con la ecuación 3.15, obteniéndose:

$$V_{0,6} = 2.2(0.6/2.0)^{0.15} = 1.836 \text{ m/seg}$$

Llevando los valores estimados y los datos a la ecuación 7.26 se tiene:

$$E_L = 25.4(0.0075724)(0.061112)^{-1} = 3.147 \text{ mm/día (valor medio diario)}$$

por lo cual:

$$(E_L)_m = 98 \text{ mm/mes}$$

Para la aplicación de la ecuación 7.28, se seleccionó un coeficiente $R = 0.70$ por lo cual se obtiene:

$$(E_L)_m = 0.70(196.1) = 137 \text{ mm/mes}$$

Por último, para emplear la ecuación 7.31, primeramente se estima en la Fig. 7.10 superior, la proporción de energía de advección (α_p) utilizada por el evaporímetro clase A en evaporación, en este caso igual a 0.67, según la figura izquierda. Además se necesita la velocidad del viento sobre el evaporímetro, es decir, a 50 centímetros sobre el terreno, entonces, de acuerdo a la ecuación 3.15 se obtiene:

$$V_{0,5} = 1.79 \text{ m/seg} = 83.6 \text{ millas náuticas /día}$$

Por último, en la Fig. 7.11 de la página siguiente se determina: $E_L = 4.9 \text{ mm/día}$ por lo que:

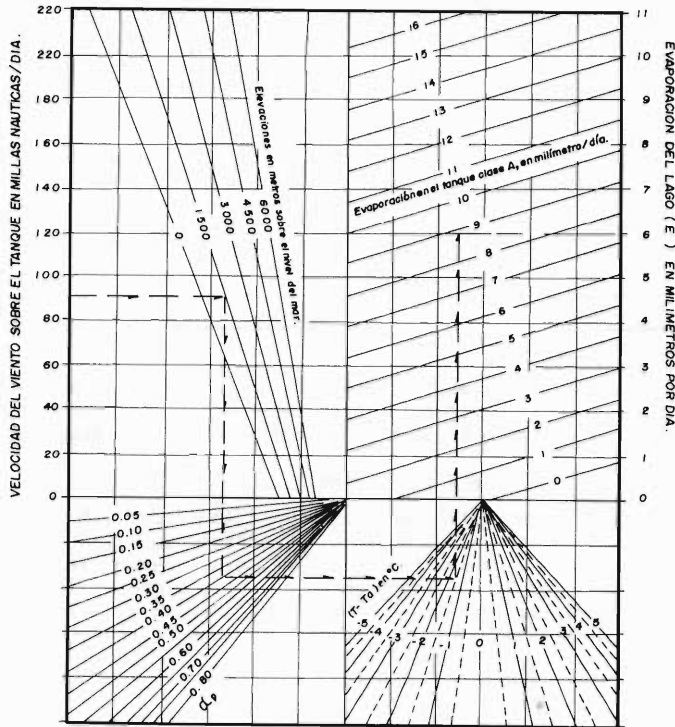
$$(E_L)_m = 152 \text{ mm/mes}$$

7.2.5.2 ESTIMACION EN GRANDES EMBALSES. Se ha demostrado que los efectos de la energía de advección debida a la entrada y/o salidas de agua, son despreciables, excepto cuando los flujos son grandes en relación con la evaporación. Aún en tal caso, las temperaturas del agua de entrada y salida debe diferir apreciablemente.

Con respecto a los efectos del cambio de energía almacenada, éstos pueden ser rela

tivamente grandes dependiendo del período de cálculo y de la profundidad del lago o embalse. En general, la energía almacenada puede despreciarse para estimaciones de la evaporación media anual en todos los casos y en la estimación de la evaporación anual, en embalses poco profundos (17,132).

Fig. 7.11
**ESTIMACION DE LA EVAPORACION DIARIA EN UN EMBALSE POCO PROFUNDO
 CONSIDERANDO LA ADVECCION NETA EN EL EVAPORIMETRO CLASE "A"**
 (U.S. NATIONAL WEATHER SERVICE)



Entonces, los efectos de la advección y/o los cambios en la energía almacenada que se producen debido a las variaciones de la temperatura del agua superficial, se distribuirán entre la transferencia de calor sensible a la evaporación y la radiación emitida. M.A. Kohler y L.H. Parmele (1967) propusieron la Fig. 7.12 (17,133) de la página siguiente, para dar solución a la ecuación que permite estimar α_L , es to es, la proporción de la energía de advección ($R_v - R_c$) que afecta la evapora--ción del embalse, además sugieren la fórmula siguiente para estimar la evaporación en embalses grandes o profundos:

$$E_L^1 = E_L + \alpha_L (R_v - R_c) \quad (7.32)$$

en la que:

E_L^1 = evaporación en el embalse profundo.

E_L = evaporación en el embalse somero o poco profundo (ecuación 7.31, por ejemplo).

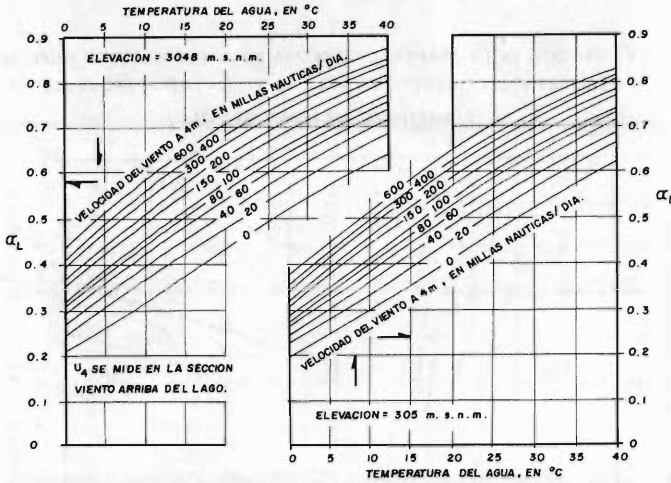
α_L = proporción de la energía neta de advección que es utilizada por el embalse en la evaporación, se estima con la Fig. 7.12 de la página siguiente.

R_v = energía de advección del embalse, estimada a partir de las entradas y las salidas (inciso 7.2.2.5).

R_c = cambio en la energía almacenada en el embalse (inciso 7.2.2.6).

Fig. 7.12

VARIACION DE α_L CON LA TEMPERATURA DEL AGUA, LA VELOCIDAD DEL VIENTO Y LA ALTITUD (M.A. KOHLER Y L.H. PARMELE).



7.2.6 METODO DEL BALANCE HIDRICO.

El método del balance hídrico es bastante sencillo en teoría, ya que la evaporación (E) se estima como la diferencia entre las aportaciones (A), las salidas (O) y el cambio de almacenamiento (ΔS), esto es, el método está basado en la ecuación de continuidad:

$$E = A - O - \Delta S \quad (7.33)$$

Este método es especialmente útil para determinar la evaporación en un embalse, para lo cual, las aportaciones A, se deben al escurrimiento superficial que llega al vaso y a la precipitación que en él ocurre, por lo que pueden medirse con suficiente exactitud. Las salidas O, corresponden a las extracciones y deben incluir la infiltración, que es precisamente el término más difícil de cuantificar, debiéndose recurrir a estimaciones indirectas basadas en la conductividad hidráulica del fondo del vaso y en el gradiente hidráulico (11,3.25).

En la referencia recomendada E se pueden consultar dos modelos matemáticos para predecir las pérdidas por infiltración.

Adicionalmente, los flujos afluentes locales no aforados y el almacenamiento en los márgenes del vaso son términos inciertos y sobre todo no medibles, que en estimaciones de la evaporación a nivel anual se pueden despreciar. Por otra parte, según Linsley, Kohler y Paulus, en grandes embalses, los cambios en el volumen del agua almacenada debido a su expansión y contracción causados por grandes cambios de temperatura debe ser tomados en cuenta. En el Lago Hefner en Oklahoma, U.S.A. se requiere de correcciones de hasta 10 milímetros por mes para tener en cuenta los cambios en la densidad del agua (17,126).

La aplicabilidad del método del balance hídrico y por consecuencia, la confiabilidad de sus resultados, depende de la precisión con la que puedan valuarse cada uno de los términos de la ecuación de continuidad ya que los errores en las mediciones, se reflejan directamente en el cálculo (estimación) de la evaporación (24,A.54). En particular, no será aplicable el método, cuando la estimación de las pérdidas por infiltración sea de valor similar o superior, al que resulte para la evaporación. Sin embargo, el método ha dado excelentes resultados en condiciones especiales y ha proporcionado la base para valorar la precisión de métodos de estimación de la evaporación de tipo más indirecto (24,A.54).

En la realidad únicamente existen un número bastante reducido de embalses en los -

cuales se pueden llegar a obtener estimaciones confiables de la evaporación a partir del criterio del balance hídrico, lo anterior debido a la serie de requisitos que se deben de cumplir, como son: el conocimiento o cuantificación precisa de las entradas y salidas del embalse, la necesidad de seleccionar vasos en los que las filtraciones sean menores a la magnitud de la evaporación y por último, disponer de las instalaciones necesarias para tener estimaciones representativas de la precipitación en el embalse.

7.2.7 RESUMEN Y RECOMENDACIONES.

Primeramente, dos situaciones deben ser distinguidas cuando se estima la evaporación de un embalse: 1) cuando el embalse está en proyecto y 2) cuando el embalse ya está en operación.

Para el caso de un embalse somero en estudio, la aplicación de la ecuación 7.31 - (figuras 7.10 y 7.11) si se dispone de los datos necesarios en un evaporímetro representativo, constituye uno de los mejores métodos de estimación de la evaporación del vaso. El problema será disponer del dato de velocidad del viento y de la temperatura del agua en el evaporímetro.

Cuando se disponga de datos sobre velocidad del viento y humedad relativa se podrán aplicar la ecuación 7.26 propuesta por el U.S. Weather Bureau, el criterio de Penman (Fig. 7.9) y todas las ecuaciones del método de transferencia de masa - (incisos 7.2.3.2 y 7.2.3.3).

Por último, cuando sólo se disponga de la evaporación mensual medida en el evaporímetro clase A, se recomienda aplicar el método del coeficiente R (ecuación 7.28) y aún en el caso de no disponer de mediciones, los valores de la evaporación mensual en el evaporímetro clase A pueden ser estimados con las ecuaciones 7.30 y 7.29, según si se tienen datos de viento o humedad relativa, o si sólo se cuenta con la temperatura media mensual.

Como rara vez se inicia de inmediato la construcción de un embalse de importancia, es conveniente un acopio de datos durante el lapso que duren los estudios definitivos, con fines de comprobación, lo anterior se logra instalando una estación meteorológica en el sitio del proyecto.

En el caso de embalses en operación, cuando las condiciones son desfavorables para aplicar el método del balance hídrico, la evaporación se deberá estimar a partir del método de balance de energía, o bien, a través de las fórmulas del criterio de transferencia de masa. Tomando en cuenta que tanto los instrumentos necesarios como el mantenimiento de las observaciones es costoso en estos últimos criterios, su empleo masivo no puede ser económicamente factible pero sí con fines de verificación y para obtener de manera más precisa los coeficientes que relacionan la evaporación en el vaso y la medida en el evaporímetro clase A.

7.2.8 TECNICAS DE REDUCCION DE LA EVAPORACION EN EMBALSES.

7.2.8.1 INTRODUCCION. En general, el aspecto más importante de la reducción de la evaporación desde una superficie de agua libre lo constituyen los embalses, pues cualquier técnica o procedimiento que se aplique para reducir su volumen evaporado repercutirá en un aumento del volumen abastecido. Los métodos de reducción de la evaporación pueden ser clasificados en tres grupos:

- 1o. Métodos que tienden a reducir el área de la superficie libre.
- 2o. Métodos basados en la operación del embalse.
- 3o. Métodos que cubren la superficie libre del embalse.

7.2.8.2 METODOS QUE REDUCEN EL AREA DE LA SUPERFICIE LIBRE. En la etapa de proyecto de un embalse, el sitio y el diseño que conduzcan a un área mínima de su superficie libre para una cierta capacidad requerida, deben ser seleccionados. Además, deberán de diseñarse, de ser posible, obras de toma superiores de manera que el agua superficial, la más caliente, sea extraída, reduciéndose así la evaporación. Conviene aclarar que esta técnica no produce aumentos significativos en el volumen de agua aprovechable, si ésta se va a utilizar en sitios distantes del embalse, pues entonces habrá un aumento de la evaporación a lo largo del canal de con-

ducción (17,140).

Otra solución favorable, a nivel de proyecto sería el sustituir varios embalses - de dimensiones reducidas, por uno sólo de mayor tamaño, de tal forma seleccionado que su superficie libre fuera menor que la suma de las parciales.

Cuando el embalse ya ha sido construido, se podrá reducir la turbulencia y velocidad del viento sobre su superficie libre y por lo tanto, su evaporación, estableciendo en las márgenes, cortinas de árboles rompe-vientos (20,320). Este procedimiento es efectivo en almacenamientos pequeños, sin embargo, pudieran generarse - pérdidas adicionales debidas a la transpiración.

7.2.8.3 METODOS BASADOS EN LA OPERACION DEL EMBALSE. Dentro de estos procedimientos se pueden citar las siguientes estrategias (8,237):

- 1a. Tratar de mantener siempre seco el embalse.
- 2a. Permitir grandes volúmenes de almacenamiento en el invierno y reducidos en el verano.
- 3a. Al operar sistemas de embalses, almacenar en los profundos en el - verano y en los someros en el invierno.
- 4a. Aislar con diques las áreas o zonas someras del vaso de un embalse.
- 5a. Almacenar parte del agua en almacenamientos subterráneos (acuíferos).

7.2.8.4 METODOS QUE CUBREN LA SUPERFICIE LIBRE. Estas técnicas se pueden subdividir en dos procedimientos: la cobertura mecánica y la cobertura con sustancias químicas. Las primeras son solamente aplicables a muy pequeños almacenamientos y comprenden el uso de cubiertas y de materiales granulares flotantes; las cubiertas pueden ser de plástico o de algún otro material, pero ante todo deben tener -- gran capacidad de reflexión de la radiación solar y no inducir efectos secundarios indeseables, como el aumento de la temperatura del agua.

En los medianos y grandes embalses, el uso de las sustancias químicas capaces de formar una delgada capa o película monomolecular sobre la superficie libre, han - reportado los mejores resultados en la reducción de la evaporación. Las sustancias más utilizadas han sido los alcoholes grasos de cadena larga, como el Hexadecanol y el Octadecanol, o combinaciones de ambos, cuyas ventajas se pueden resumir en las siguientes: su costo no es excesivo, no altera las cualidades físicas ni biológicas del agua. Las principales desventajas son las siguientes: la película se rompe con el oleaje y la lluvia, es fácilmente degradable por la acción de microorganismos y fauna acuática y presenta ciertos problemas su aplicación.

La reducción de la evaporación por el uso de películas monomoleculares varía con el tipo de material y condiciones bajo las cuales se usó, pero se puede indicar - que no supera el 30% (32,11-15). Ver referencia recomendada B.

7.3 EVAPORACION DESDE LA SUPERFICIE DEL SUELO.

En las cuencas rurales, los volúmenes de agua (lagos, embalses, cauces, etc.) no abarcan, en general, más que una pequeña porción de la superficie total, excepto en las zonas en extremo húmedas o pantanosas. Debido a esto último, la evaporación desde el suelo y la transpiración de las plantas, son los sumandos más importantes de la evapotranspiración de una cuenca y por ello deben ser estudiadas con detalle.

7.3.1 NATURALEZA DEL PROCESO.

La evaporación desde la superficie del suelo, está gobernada por los mismos factores meteorológicos que la determinan cuando ocurre desde una superficie de agua libre y está constituida por la evaporación de las películas de agua que rodean - las partículas de suelo y que llenan los espacios entre éstas. La magnitud de la evaporación desde un suelo casi siempre es menor que aquélla que se realiza desde una superficie libre (evaporación potencial), excepto cuando el suelo está saturado, pues es este caso son muy semejantes.

El proceso se realiza de la forma siguiente: la evaporación de la humedad de la - capa superior del suelo, provoca un desequilibrio que origina una atracción de hu- medad subyacente, la que asciende por capilaridad, continuando así el proceso de evaporación hasta que el agua capilar se agota y queda únicamente el agua higros- cópica que está en equilibrio con la humedad atmosférica y por ello no puede ser extraída por la evaporación (28,235).

7.3.2 FACTORES QUE AFECTAN LA EVAPORACION DEL SUELO.

Como ya se expresó, la evaporación del suelo está determinada primeramente por -- los factores meteorológicos descritos en el inciso 7.1.4, más aquéllos que influ- yen en el abastecimiento de humedad como son: contenido de humedad del suelo, pr^o fundidad del nivel freático, presencia de vegetación y color del suelo.

7.3.2.1 CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO. El contenido actual de humedad en la capa superficial del suelo obviamente ejerce la influencia directa más importante, al grado que los experimentos han demostrado, que en suelos saturados, la evaporación es mayor que la potencial, debido a que las incontables irregularidades del suelo integran una superficie evaporante mayor que la correspondiente a la superficie - libre de igual área (33,78).

7.3.2.2 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO. Cuando la zona capilar alcanza la superfi- cie del terreno, es decir, que el nivel freático es bastante somero, la alimenta- ción de humedad está asegurada y entonces la evaporación del suelo es máxima y es tá condicionada por el poder evaporante de la atmósfera y las características del suelo, como son su textura, estructura y contenido de sales. Si el nivel freático desciende y el abastecimiento de humedad se suspende la evaporación desde el sue- lo continuará decreciendo hasta que éste llegue a su punto de higroscopicidad.

7.3.2.3 PRESENCIA DE VEGETACION. Si el suelo está cubierto de vegetación, el agua pasará a la atmósfera a través de evaporación desde el suelo y transpiración, esto hace que la evaporación total desde el suelo cubierto sea mayor que desde un suelo desnudo. Sin embargo, hablando exclusivamente de la evaporación del suelo, será ma- yor en el terreno desnudo que en el cubierto de vegetación, pues en este último - las radiaciones solares se amortiguan (20,316).

7.3.2.4 COLOR DEL SUELO. El color del suelo tiende a afectar la evaporación, pues los suelos oscuros tienen alto albedo y por lo tanto, absorberán más calor que los suelos claros. Como resultado se incrementa la temperatura superficial, pudién- dose modificar sustancialmente la evaporación (33,80).

7.3.3 MEDICION DE LA EVAPORACION DEL SUELO.

Los procedimientos de medida de la evaporación desde un suelo desnudo, son igual- mente aplicables a la medición de la evaporación de un suelo cubierto de vegeta- ción, además estos fenómenos están en la naturaleza ligados estrechamente al pro- ceso de infiltración de las aguas de lluvia o riego y por ello, con frecuencia no se estudian por separado ambos fenómenos, sino en forma simultánea.

Por otra parte, no tiene sentido práctico separar la evaporación del suelo de la transpiración, pues ambas evaporaciones constituyen un consumo o pérdida en los - estudios hidrológicos, denominada Evapotranspiración.

Para la medición de la evaporación del suelo desnudo o cubierto de vegetación se utilizan dispositivos experimentales denominados Lisímetros, además de las llama- das Parcelas y Cuencas Experimentales.

7.3.4 CONTROL DE LA EVAPORACION DEL SUELO.

Básicamente los métodos de control o reducción de la evaporación desde el suelo, consisten en taparlo con una cubierta que retenga la humedad, esta cubierta puede ser papel u otro material, polvo o inclusive guijarros. Otro enfoque al problema consiste en alterar químicamente las características de humedad del suelo, para - reducir así la evaporación. En la referencia 32, página 11-19 se describen con ma- yor amplitud estas técnicas.

7.4 EVAPORACION FISIOLÓGICA O TRANSPIRACION.

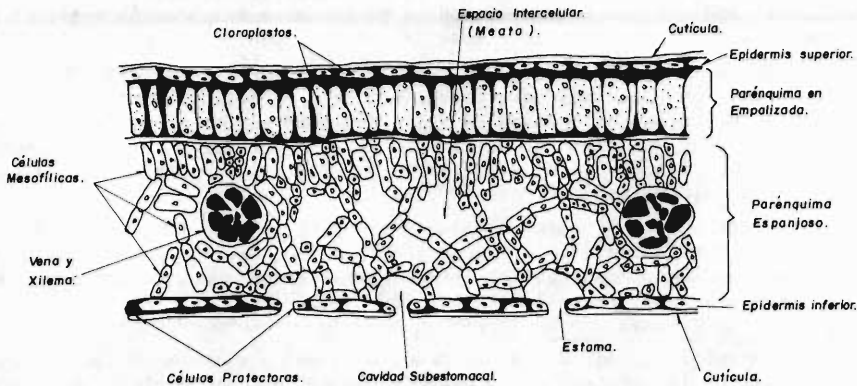
7.4.1 NATURALEZA DE LA TRANSPIRACION.

La transpiración es el resultado del proceso físico y biológico, por el cual, el agua cambia del estado líquido al gaseoso, a través del metabolismo de la planta y pasa a la atmósfera (20,321). F.J. Veihmeyer (32,11-20) considera dos tipos de procesos de transpiración, el primero es el más importante, se realiza por medio de los estomas de las hojas y el segundo desde las membranas húmedas, a través de la cutícula. Además, se debe de incluir en el concepto de transpiración el agua empleada en los procesos de incorporación y gutación, ya definidos en el inciso 7.1.2.

El proceso de transpiración comienza con la absorción del agua del suelo por medio de los pelos radicales, debido a fenómenos de ósmosis y a la imbibición que rompe el equilibrio osmótico entre célula y célula, de esta forma el agua entra a la raíz y de ahí es transportada hasta las hojas, donde humedece los espacios intercelulares. El aire entra a la hoja por los estomas, ya que es necesario en las funciones de fotosíntesis y respiración; en el contacto de este aire con el agua contenida en los meatos se realiza la transpiración, o bien a través de la cutícula. En la Fig. 7.13 se esquematiza la estructura interna de una hoja y la referencia recomendada F se sugiere para profundizar en el tema.

Fig. 7.13

ESTRUCTURA INTERNA DE UNA HOJA



7.4.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA TRANSPIRACION.

7.4.2.1 FACTORES AMBIENTALES. El aspecto físico del proceso de transpiración, está lógicamente influenciado por los mismos factores ambientales que rigen a la evaporación, sin embargo, algunos factores meteorológicos, como la iluminación, la temperatura y la humedad de la atmósfera, tienen un doble efecto en la transpiración debido a su influencia en la abertura de los estomas (28,246).

En relación al contenido de humedad en el suelo, existen opiniones contrapuestas respecto a su influencia en la intensidad de la transpiración, de manera que algunos autores indican que ésta es independiente del contenido de humedad hasta que se alcanza el punto de marchitez permanente, mientras que otros suponen que es proporcional a la humedad disponible para las plantas (17,142). Consultar inciso 7.10.2.

7.4.2.2 FACTORES FISIOLÓGICOS. En su aspecto biológico, la transpiración es afectada por las características de la especie vegetal, edad, desarrollo y tipo de follaje y profundidad radicular. Una de las características de la especie vegetal, que está influida por las condiciones ambientales, es el número de estomas por unidad de área foliar, el cual varía de 7,750 a 124,000 por centímetro cuadrado, reparti-

dos en una proporción de 3 a 1 entre la superficie inferior y la superior de la hoja (18,172).

Otra particularidad de la especie vegetal, estrechamente relacionada con el tipo y desarrollo del sistema radicular, es la manera de abastecerse de agua, distinguiéndose 3 grupos, además de las plantas acuáticas o Hidrofitas, éstos son: Mesofitas (especies de las zonas templadas) y Xerofitas (especies de los desiertos), las cuales toman el agua de la zona no saturada del suelo, es decir, aprovechan el agua capilar y las Freatofitas que pueden abastecerse alternativamente de la zona no saturada o de la saturada (20,321).

7.4.3 MEDICION Y MAGNITUD DE LA TRANSPIRACION.

7.4.3.1 PROCEDIMIENTOS DE MEDICION. Las técnicas para cuantificar la transpiración, debido a la dificultad práctica para separarla de la evaporación desde el suelo, en las áreas naturales cubiertas de vegetación, son comúnmente procedimientos de laboratorio aplicables a muestras pequeñas. De manera general, los dispositivos para medir la transpiración se clasifican en tres tipos:

- I. Dispositivos que miden el agua transpirada.
- II. Dispositivos que miden el cambio de peso de la planta y suelo.
- III. Lisímetros.

Los primeros consisten en colocar una o más plantas en un espacio cerrado, la Transpiración se calcula por el aumento en el contenido de humedad del espacio confinado. Debido a la alta humedad que se desarrolla en el recipiente, el método no es muy satisfactorio y está limitado a cortos intervalos de prueba en pequeñas plantas o porciones de ellas (18,173).

Dentro de los dispositivos del segundo tipo se tienen los FITOMETROS y los POTOMETROS. Los primeros son grandes recipientes llenos de suelo en el cual se siembran una o más plantas, el suelo se sella para evitar la evaporación, entonces la única pérdida de humedad se debe a la transpiración, la cual se determina por medio del peso perdido a diferentes intervalos. Si se suministra agua al suelo y aireación suficientes, se puede estudiar la transpiración durante todo el ciclo de vida de la planta.

Los potómetros son recipientes de menor tamaño llenos de agua, con la que se alimenta un corte de una hoja o tallo, sin embargo, es bastante cuestionable la hipótesis de partida, que considera que la transpiración en una planta cortada se maneja al mismo ritmo que en una planta sin cortar (18,173).

7.4.3.2 MAGNITUD DE LA TRANSPIRACION. Las mediciones del agua transpirada, frecuentemente se expresan en dos formas:

- a) En milímetros de agua, que es la lámina resultante de dividir el volumen transpirado entre la superficie cubierta o analizada.
- b) Mediante el COEFICIENTE DE TRANSPIRACION, que es la relación entre el peso de agua consumida y el peso de materia seca producida por la planta (excluidas las raíces, por razones prácticas). Su uso es agronómico, pues da idea del rendimiento de las plantas frente a su consumo de agua. En la Tabla 7.8 siguientes se citan los coeficientes de transpiración promedios de varios cultivos y árboles (18,174).

TABLA 7.8
COCIENTES DE TRANSPIRACION MEDIOS.

CULTIVO:	COCIENTE DE TRANSPIRACION	CULTIVO:	COCIENTE DE TRANSPIRACION	ARBOL:	COCIENTE DE TRANSPIRACION
SORGO.	3 0 4	PAPA.	5 7 5	ABETO.	1 9 3
MAIZ.	3 4 9	AVENA.	5 8 3	PINO DE MONTANA.	2 0 8
REMOLACHA AZUCARERA.	4 4 3	CENTENO.	6 3 4	PINO DE PLANICIE.	2 1 3
CEBADA.	5 1 8	ARROZ.	6 8 2	ROBLE.	2 2 0
TRIGO.	5 5 7	LEGUMBRES.	7 5 0	FRESNO.	2 4 4
ALGODON.	5 6 8	ALFALFA.	8 6 0	ABEDUL.	3 7 5

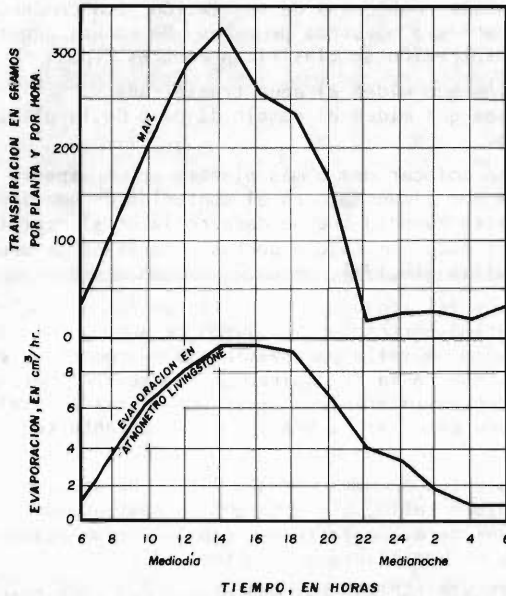
7.4.4 VARIACIONES DE LA TRANSPIRACION.

7.4.4.1 VARIACIONES DIURNAS. Las fluctuaciones diurnas de la transpiración están ligadas a la variaciones de la temperatura, humedad y particularmente a la intensidad de la luz, pues como se observa en la Fig. 7.14 (28,248) siguiente, una vez llegada la tarde, la transpiración decrece súbitamente y llega a ser prácticamente nula durante la noche, debido al cierre de los estomas de las hojas y volverá a comenzar con la salida del sol.

En realidad lo anterior, no es del todo rígido, pues cada especie vegetal tiene un comportamiento algo particular a este respecto.

Fig. 7.14

VARIACION DIURNA DE LA TRANSPIRACION



7.4.4.2 VARIACIONES ESTACIONALES. Las fluctuaciones estacionales están ligadas a la actividad vegetativa de la planta y a las variaciones del poder evaporante de la atmósfera. Lo anterior se observa en la Fig. 7.15 (28,250) de la página siguiente, pues únicamente durante el período de desarrollo de la planta la transpiración se asemeja a la evaporación medida en un evaporímetro, después de este período (muerte de las plantas anuales o caída de las hojas en las perennes), la transpiración cesa mientras que la evaporación continúa en forma decreciente debido a la disminución del poder evaporante de la atmósfera.

7.B: EVAPOTRANSPIRACION.

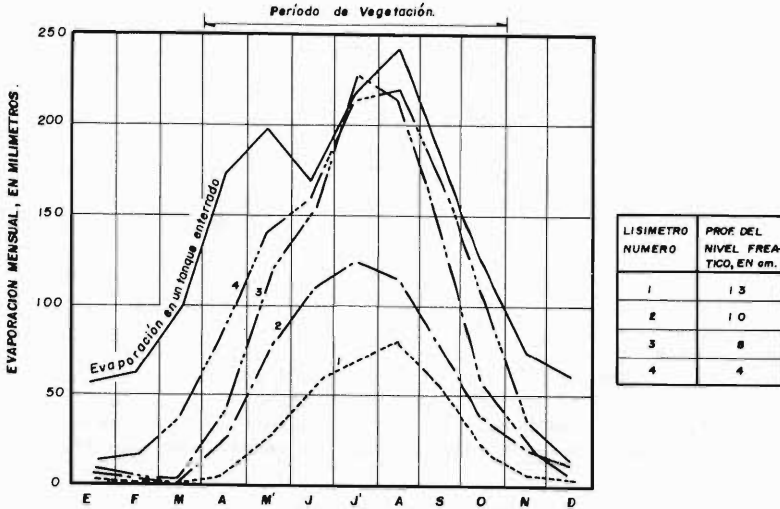
OBJETIVO

En la primera parte del capítulo se estudió por separado la evaporación y la transpiración, pero, en la práctica, es necesario reunir estos dos términos, pues ambos procesos se realizan en la naturaleza en forma simultánea, son interdependientes y es muy difícil su medición por separado; tal proceso, combinado, se conoce como EVAPOTRANSPIRACION y el objetivo de esta segunda parte del capítulo, abarca la descripción de los factores que lo condicionan, de sus dispositivos de medición y de las técnicas para su control, el desarrollo de sus métodos de estimación y por último, su aplicación a la estimación de las demandas de riego de un cultivo y a la estima-

ción del escurrimiento medio anual de una cuenca.

Fig. 7. 15

VARIACION ESTACIONAL DE LA TRANSPIRACION, MEDIDA EN LISIMETROS DE CESPED.



7.5 GENERALIDADES.

7.5.1 CONCEPTOS Y UNIDADES.

Con fines prácticos, se han introducido dos conceptos o formas de evapotranspiración para tomar en cuenta las influencias de los dos factores de mayor importancia en la evapotranspiración (contenido de humedad del suelo y etapa de desarrollo de la planta), estas formas son la EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL y la EVAPOTRANSPIRACION REAL. El primer concepto se debe a C.W. Thornthwaite (1948) e implica una doble hipótesis de un mantenimiento de humedad en el suelo próxima a su capacidad de campo y un desarrollo vegetal óptimo. Será, por lo tanto, el límite superior de la cantidad de agua que realmente retorna a la atmósfera por evaporación y transpiración, cantidad que se designa con el segundo concepto (20,323).

La unidad más común para expresar las pérdidas por evapotranspiración, es el milímetro de altura de agua, que equivale a 1 l/m^2 , o bien, $10 \text{ m}^3/\text{Ha}$, siempre referida a un intervalo. Como complemento, conviene destacar las enormes cifras que son normales en el proceso de evapotranspiración, con relación al agua que vuelve a la atmósfera y la energía necesaria para ello. En efecto, en un día algo cálido es común una evapotranspiración de 1.0 mm/día , entonces se habrá desplazado en un día hacia la atmósfera 1 Kg/m^2 ó 10 Ton/ha de agua y se habrán requerido del orden de $5.851 \cdot 10^5 \text{ cal/m}^2$ ó $5.851 \cdot 10^9 \text{ cal/Ha}$.

7.5.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EVAPOTRANSPIRACION.

Todos los factores que condicionan la evapotranspiración pueden ser clasificados -- en tres grandes grupos que son (9,6):

- 1o. FACTORES CLIMATICOS, que abarcan principalmente la radiación solar y el poder evaporante de la atmósfera, que en el caso de la evapotranspiración se conoce como 'Capacidad del aire para el transporte de vapor de agua', además de la temperatura, viento, luminosidad, etc.
- 2o. FACTORES EDAFICOS, que influyen principalmente al contenido de humedad del suelo y a la facilidad por parte de éste para cederla, es decir, la accesibilidad del agua a la superficie evaporante (suelo y ve

getación).

30. FACTORES BIOLÓGICOS, que comprenden las etapas de desarrollo de la -- planta y su tipo de especie.

7.6 MEDICIÓN DE LA EVAPOTRANSPIRACION.

7.6.1 EVAPOTRANSPIROMETROS.

La ecuación de balance hídrico (ecuación 7.33) se puede escribir en la forma siguiente, cuando se aplica a un volumen de suelo cubierto de vegetación:

$$ETP = A - S - \Delta R \quad (7.34)$$

siendo:

ETP = evapotranspiración potencial, en milímetros.

A = aportaciones de agua (lluvia y/o riego), en milímetros.

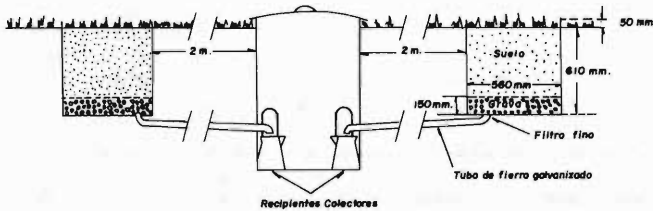
S = salidas de agua no debidas a la evapotranspiración (percolación), en milímetros.

ΔR = cambio en la reserva de agua en el suelo para las plantas, en milímetros.

Cuando a partir del riego se mantiene al suelo en constante capacidad de campo, es decir, $\Delta R = 0$, la ecuación anterior se reduce a $ETP = A - S$, que es el fundamento del evapotranspirómetro sencillo, mismo que se ilustra en la Fig. 7.16 (33,111) siguiente; éste, consiste de dos o más tanques metálicos enterrados hasta su arista superior y rellenos con el producto de la excavación o con el perfil de suelo que se desea estudiar, están sembrados con plantas cuya evapotranspiración potencial - se quiere conocer. El intervalo entre medidas es generalmente un día.

Fig. 7 16

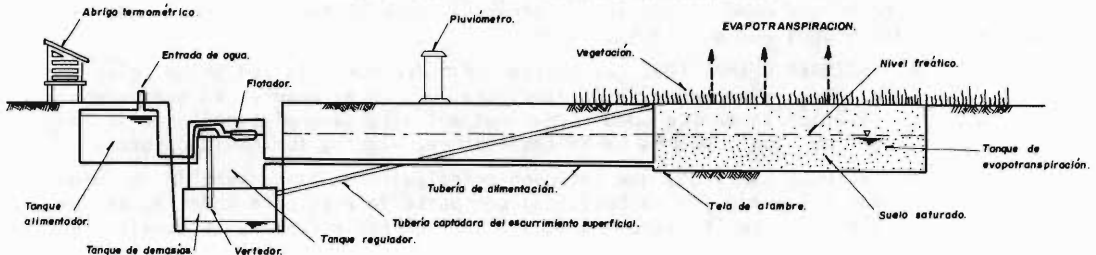
DIAGRAMA DE UN EVAPOTRANSPIROMETRO DE DOS TANQUES DE SUELO.



El evapotranspirómetro compuesto tiene, como diferencia fundamental, el permitir - mantener en los tanques el nivel freático a una cierta profundidad, siempre constante; lo anterior tiene dos objetivos: determinación de la influencia del nivel - freático y simulación de las condiciones naturales de un terreno con respecto a la posición del nivel de las aguas subterráneas. En la referencia recomendada C se -- describen estos dispositivos con detalle, por lo cual se sugiere su consulta y en la Fig. 7.17 siguiente se muestra su croquis.

Fig. 7.17

CROQUIS DEL EVAPOTRANSPIROMETRO COMPUESTO.



7.6.2 LISIMETROS.

Los lisímetros permiten cuantificar la evapotranspiración real, son tanques bastante semejantes a los evapotranspirómetros sencillos, en los que el término ΔR de la ecuación 7.34 de balance hídrico entra en juego.

7.6.3 PERFILES DE HUMEDAD DEL SUELO.

Este método sirve para deducir valores de la evapotranspiración real de un área o zona de estudio, se basa en la hipótesis que considera que durante el intervalo de medida no existen ni aportaciones ni salidas ($A = 0$, $S = 0$), por lo tanto, la ecuación de balance es igual a (20,331):

$$ETR = - \Delta R = R_1 - R_2 \quad (7.35)$$

siendo, R_1 y R_2 las humedades medidas en dos instantes t_1 y t_2 . Este método tiene como principales inconvenientes los siguientes: las aportaciones o salidas subterráneas a la zona radicular falsean los resultados y éstos sólo tienen validez local.

7.6.4 PARCELAS Y CUENCAS EXPERIMENTALES.

En las parcelas y cuencas experimentales, se conservan las condiciones naturales y se evitan las desventajas de los evapotranspirómetros y lisímetros. Las parcelas experimentales tienen superficies de algunos centenares de metros cuadrados y en ellas se aplica la ecuación de balance 7.33, quedando ahora incluidos en el término de 'salidas', el escurrimiento y la percolación, esta última se deduce de las variaciones del nivel freático.

Los mayores errores son originados por el agua que se escapa subterráneamente a través de los límites de la parcela. Si la capa o estrato impermeable no es muy profunda, las fugas o aportaciones laterales de agua subterránea pueden ser evitadas construyendo pantallas o muros verticales de concreto que lleguen hasta la capa impermeable, convirtiendo a la parcela en un gran lisímetro con el terreno interior en condiciones naturales (20,331).

El balance hídrico en las cuencas experimentales en realidad es difícil de llevar a cabo, debido principalmente a las incertidumbres que presenta la precipitación y a las dificultades en la estimación areal del agua almacenada en los suelos y en los acuíferos. Además, muchas cuencas pierden o ganan agua a través de las cuencas vecinas, debido al flujo del agua subterránea.

La estimación de la evapotranspiración por medio del balance hídrico, en cuencas experimentales, debe ser realizada para grandes períodos, tales como un año o varios años, para poder considerar despreciables los cambios del almacenamiento (7,132).

En cuencas pequeñas, las estimaciones mensuales y estacionales son posibles, si la humedad del suelo y los cambios del agua subterránea son registrados continuamente (7,132). En general, el procedimiento se adapta mejor a regiones donde la profundidad del agua subterránea es relativamente pequeña y la precipitación tiene distribución uniforme durante el año (17,145).

7.7 CONTROL DE LA EVAPOTRANSPIRACION.

Desde comienzos de siglo se han venido realizando investigaciones para cuantificar y predecir los efectos hidrológicos debidos a los cambios en el uso del terreno; en la actualidad, prácticamente no hay dudas sobre los efectos que los cambios en el uso del terreno pueden tener en la evapotranspiración anual y en su comportamiento estacional (17,149), sin embargo, existen considerables desacuerdos en la literatura especializada sobre las relativas importancias del clima, vegetación y suelo, en el control de la evapotranspiración. Se sabe que las diferencias en el albedo, rugosidad aerodinámica y comportamiento de las plantas tienen algún efecto, pero los factores más importantes son los relacionados con la disponibilidad del agua y el porcentaje de área cubierta por la vegetación.

Con relación al área cubierta por vegetación, los métodos para controlar o reducir la evapotranspiración incluyen principalmente la remoción de la vegetación, el rem

plazamiento de una especie de árbol por otra y la alteración de la disposición actual de la cubierta vegetal (7,151). Por otra parte, también se han llevado a cabo investigaciones para reducir la evapotranspiración utilizando antitranspirantes -- químicos. como los alcoholes grasos que se mezclan en el suelo, el gran número de experiencias realizadas condujo a la conclusión siguiente: las concentraciones necesarias de alcohol graso para reducir la transpiración significativamente, también reducen el crecimiento de las plantas y por lo general tales sustancias no -- son adecuadas como antitranspirantes (17,149).

Conviene puntualizar que cualquier intento para reducir la evapotranspiración mediante cambios en el uso del terreno, deben ir acompañados de un estudio detallado y completo de los posibles efectos secundarios, ya que por ejemplo, la tala de un bosque disminuye la evapotranspiración y aumenta el escurrimiento, pero también -- puede originar tasas de erosión inaceptables y mayores concentraciones del gasto -- (picos de avenida).

7.8 METODOS DE ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION.

Los diversos métodos que se han propuesto para la estimación de la evapotranspiración, se pueden dividir en tres grandes categorías, las cuales serán descritas de manera general, éstas son:

- A) Métodos basados en Física Teórica.
- B) Métodos Semiempíricos.
- C) Métodos Empíricos.

7.8.1 METODOS BASADOS EN FISICA TEORICA.

7.8.1.1 METODO DEL BALANCE DE ENERGIA. En este método, se realiza el balance total de energía correspondiente a un volumen con base en el suelo y que contiene la vegetación y la atmósfera circundante, de manera que una porción de la energía recibida será empleada en producir evapotranspiración, tal término es el que interesa evaluar. El resultado se transforma de cal/cm²/día a milímetros de agua evaporada al dividirlo entre el calor latente de evaporación (Hv) y la densidad del agua (ρ).

La ecuación de balance de energía es la siguiente (11,3.45):

$$H = R_n = S + K + N + ET + H_c \quad (7.35)$$

en la cual:

H = balance de calor.

R_n = radiación neta.

S = flujo de calor emitido o absorbido por el suelo.

K = flujo de calor sensible al aire.

N = energía utilizada en la fotosíntesis (tiene un valor medio del 1 al 2% de R_n).

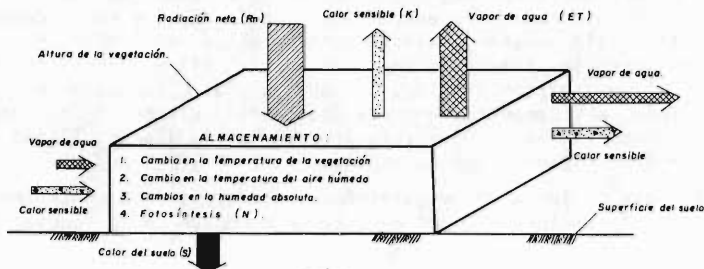
ET = energía empleada en evapotranspiración (flujo de calor latente).

H_c = cambio de almacenamiento de energía (cantidad de calor almacenado por la vegetación y por el aire englobado en ella, despreciable para un ciclo de 24 horas).

Los términos anteriores se muestran en la Fig. 7.18 (11,3.45) siguiente.

Fig. 7.18

BALANCE DE ENERGIA SOBRE UN AREA CON VEGETACION



En la ecuación 7.35 se pueden desprestigiar los términos N y Hc sin incurrir en graves errores, además, se puede suponer nulo el flujo de la llamada Energía de Advección procedente de las áreas circundantes, para aceptar tal hipótesis será preciso crear una zona de amortiguamiento de este efecto (conocido como efecto OASISO alrededor de la parcela experimental, especialmente si se trabaja en regiones áridas y la parcela se mantiene húmeda artificialmente por medio del riego (20,324). Entonces la ecuación 7.35 se reduce a:

$$R_n = S + K + ET \quad (7.36)$$

R_n se mide directamente con el radiómetro neto, que consiste de un sistema de termopares de láminas ennegrecidas que reciben, la superior, la radiación global incidente (R_i) y la inferior, la radiación global reflejada (R_r) y mide la diferencia, R_n .

El término S (almacenamiento y desprendimiento de calor del suelo) depende de la conductividad térmica y del gradiente de temperatura en las capas del terreno; se mide mediante los cambios del perfil de temperaturas, conociendo su calor específico. También es posible su determinación directa en forma semejante a la de R_n .

Las dificultades encontradas en la medición por separado de los términos K y Et, ha conducido al uso de la relación de Bowen, cuya expresión práctica es la siguiente (20,325):

$$\beta = K/ET = 6.1 \cdot 10^{-4} P \frac{(t_1 - t_2)}{(e_1 - e_2)} \quad (7.37)$$

siendo:

P = presión atmosférica, en milímetros de mercurio.

t_1 = temperatura del aire a la altura z_1 , en °C.

t_2 = temperatura del aire a la altura z_2 , en °C.

e_1 = presión de vapor del aire a la altura z_1 , en milímetros de mercurio.

e_2 = presión de vapor del aire a la altura z_2 , en milímetros de mercurio.

Empleando la relación de Bowen en la ecuación de balance de energía se tiene:

$$R_n = S + K + ET = S + \beta ET + Et$$

de donde:

$$ET = \frac{R_n - S}{1 + \beta} \quad (7.38)$$

La ecuación anterior presenta una base teórica para estimar la evapotranspiración racionalmente en un tiempo corto, a partir de determinaciones relativamente clásicas. Sin embargo, las principales dificultades derivan del costo del equipo necesario para realizar tales mediciones, ya que las variaciones de temperatura y presión de vapor al pasar del nivel z_1 al z_2 son pequeñas y bastante difíciles de medir, además de variar con el tiempo y el espacio y de requerirse por otra parte, que la altura z_1 sea pequeña al igual que la diferencia $z_2 - z_1$.

El contraste del método del balance de energía con las medidas lisimétricas ha dado excelentes resultados, tanto en zonas húmedas como en las áridas, principalmente cuando se ha podido obtener una buena estimación del término S.

7.8.1.2 METODO AERODINAMICO BASADO EN MEDIDAS DEL PERFIL DE HUMEDAD Y VIENTO. El aire en las capas inferiores de la atmósfera, circula en régimen turbulento, debido a la rugosidad de la superficie del terreno y a su velocidad. Por ello, el vapor de agua será transportado en forma turbulenta, favoreciéndose su difusión y aceptándose que su concentración disminuye con la altura sobre la superficie evaporante (20,325).

En este método se relaciona la evapotranspiración con las medidas de los gradientes de humedad y velocidad del viento, por medio de la teoría de la turbulencia de la mecánica de los fluidos. La principal desventaja de este método radica en las delicadas mediciones que se requieren para integrar un perfil micrometeorológico (velocidad de viento, humedad y temperatura del aire), sobre todo, cuando el terreno tiene una cubierta vegetal con espesor y rugosidad no uniformes (28,289).

7.8.2 METODOS SEMIEMPIRICOS.

Como ya se indicó, los métodos anteriormente descritos, requieren de mediciones especiales de tipo micrometeorológico; para salvar esta dificultad han sido propuestos diversos criterios llamados 'combinados', porque conjugan varios conceptos como los de balance de energía y del método aerodinámico, pero son mucho más prácticos, tales métodos sacrifican precisión, pero ganan aplicabilidad. Dentro de estos criterios, el más conocido es el Método de H.L. Penman (1948) que permite obtener la evaporación diaria desde una superficie de agua libre a partir de datos meteorológicos ordinarios, evaporación que multiplicada por un coeficiente empírico reductor (f), permite estimar la evapotranspiración potencial. La fórmula de Penman fue expuesta en el inciso 7.2.4

Los coeficientes reductores (f) encontrados por Penman, como resultado de sus experiencias con superficies cubiertas de ray-grass, en el sureste de Inglaterra, se tienen en la Tabla 7.9 (11,3.52) siguiente.

T A B L A 7 . 9
COEFICIENTES REDUCTORES (f) DEL METODO DE H.L. PENMAN,
PARA ESTIMAR LA EVAPOTRANSPIRACION.

M E S E S	f
M a y o a A g o s t o	0 . 8 0
S e p t i e m b r e , O c t u b r e , M a r z o , A b r i l	0 . 7 0
N o v i e m b r e a F e b r e r o	0 . 6 0

En general, Penman sugiere un valor de f de 0.75 como magnitud más apropiada para todo el año, convergiendo a 0.70 para regiones del trópico húmedo y hacia un valor menor de 0.70 en las zonas semiáridas (7,134).

Otra forma de emplear la ecuación de Penman para estimar la evapotranspiración potencial, consiste en calcular la radiación neta (Rn) de acuerdo a la cobertura vegetal existente o en proyecto, es decir, utilizando en la ecuación 3.6 del capítulo 3 su valor de albedo correspondiente, determinado en la Tabla 3.5 .

7.8.3 METODOS EMPIRICOS.

7.8.3.1 JUSTIFICACION. La escasez de datos meteorológicos y de las medidas necesarias para aplicar métodos racionales, aunado a la necesidad apremiante de disponer de estimaciones más o menos exactas sobre la evapotranspiración, han conducido al empleo de criterios que intentan cuantificar la evapotranspiración (generalmente potencial) apoyándose en información climatológica fácilmente obtenible (9,27).

En general, las medidas de Rn no son frecuentes, pero se puede asegurar que la temperatura del aire está controlada por la radiación (única fuente de energía), por lo cual es posible, en cierta forma, tomar la temperatura del aire como un índice de la radiación y por lo tanto, de la evapotranspiración potencial (9,27).

A pesar de que la radiación está continuamente en fase con la evapotranspiración a lo largo del año, la temperatura del aire presenta un desfase, debido a la llamada INERCIA TERMICA de la superficie considerada, esto se debe al papel que juega el suelo como regulador de la temperatura del aire. Por lo anterior, los métodos que se basan en la temperatura del aire, subestiman la evapotranspiración potencial en los meses de primavera y la sobreestiman en los meses del otoño. Los coeficientes estacionales o los de cultivo que se añaden a estos métodos, tienen en cuenta tal efecto, englobándolo junto con otros factores locales difíciles de cuantificar. Debido a esto último, conviene aclarar que este tipo de coeficientes debe evaluarse para cada localidad y no son válidas las extrapolaciones (9,28).

7.8.3.2 CLASIFICACION DE LOS METODOS EMPIRICOS. Los diversos métodos empíricos pue

den ser clasificados en cuatro grandes grupos, que son:

1. Métodos basados únicamente en la temperatura media del aire, entre ellos se tienen los siguientes:
 - 1.1 Método de Lowry-Johnson.
 - 1.2 Método de Thornthwaite.
 - 1.3 Método de Blaney-Criddle.
2. Métodos basados en combinaciones de temperatura y radiación incidente, entre los cuales se tienen:
 - 2.1 Método de Jensen-Haise.
 - 2.2 Método de Makkink.
 - 2.3 Método de Turc.
 - 2.4 Método de Grassi.
3. Métodos basados en combinaciones de temperatura y presión de vapor (humedad relativa), entre los cuales se pueden englobar los siguientes:
 - 3.1 Método de Hamon.
 - 3.2 Método de Papadakis.
 - 3.3 Método de Blaney-Morin.
 - 3.4 Método de Hargreaves.
4. Método basado en los datos o mediciones del evaporímetro clase A.

7.9 ESTIMACION DEL USO CONSUNTIVO.

7.9.1 INTRODUCCION.

La adopción práctica de los métodos empíricos para estimar los usos consuntivos, - se debe a su gran adaptación a la escasa disponibilidad de datos climatológicos en nuestro país y a su fácil aplicación. Las estimaciones obtenidas con los criterios empíricos pueden servir como base al iniciar la planeación o proyecto de una zona agrícola o para estimar los consumos en áreas bajo explotación.

7.9.2 METODOS EMPIRICOS DE ESTIMACION.

7.9.2.1 METODO DE THORNTHWAITTE. C.W. Thornthwaite (1948) correlacionó la temperatura media mensual con la evapotranspiración determinada por medio de balances hídricos, en los valles del Centro y Este de U.S.A. Este autor definió la evapotranspiración potencial como la cantidad de agua que será consumida por una superficie -- completamente cubierta de vegetación, cuando existe suficiente agua en el suelo. - Una condición necesaria, es que el tamaño de tal superficie sea bastante grande - para que la evapotranspiración no sea afectada por la advección de masas de aire - húmedo o seco o por las condiciones locales (25,105).

La fórmula de Thornthwaite es la siguiente:

$$ETP^a = 16(10T/I)^a \quad (7.39)$$

en la cual:

ETP^a = evapotranspiración potencial mensual, en milímetros, para meses teóricos de 30 días con 12 horas diarias de insolación. También se conoce como Evapotranspiración Potencial sin corregir.

T = temperatura media mensual del aire, en °C.

I = índice de calor anual, igual a la suma de los doce índices mensuales del año en análisis, o sea:

$$I = \sum_{i=1}^{12} i \quad (7.40)$$

siendo, i, igual a:

$$i = (T/5)^{1.514} \quad (7.41)$$

a = exponente, cuya expresión es:

$$a = 6.75 \cdot 10^{-7} I^3 - 7.71 \cdot 10^{-5} I^2 + 1.792 \cdot 10^{-2} I + 0.49239 \quad (7.42)$$

Al tener en cuenta la duración real del mes (d) y el número máximo de horas de sol (N), según la latitud del lugar (Tabla 3.3 del capítulo 3), se obtiene la evapo---

transpiración potencial corregida, la cual se calcula con la ecuación siguiente:

$$ETP = ETP^1 (d/30)(N/12) \quad (7.43)$$

Cuando la temperatura media mensual es superior a 26.5 °C, la ETP¹ (evapotranspiración potencial sin corregir) se obtiene directamente de la Tabla 7.10 siguiente.

T A B L A 7 . 1 0
VALORES DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL SIN CORREGIR EN MILIMETROS, PARA
TEMPERATURA MEDIA MENSUAL SUPERIOR A 26.5 °C.
(Método de Thornthwaite).

T °C	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
26						135.0	135.9	136.8	137.7	138.6
27	139.5	140.3	141.2	142.0	142.9	143.7	144.5	145.3	146.2	147.0
28	147.8	148.6	149.4	150.1	150.9	151.7	152.4	153.2	153.9	154.7
29	155.4	156.1	156.8	157.5	158.2	158.9	159.5	160.2	160.8	161.5
30	162.1	162.7	163.3	164.0	164.6	165.2	165.8	166.3	166.9	167.4
31	168.0	168.5	169.1	169.6	170.2	170.7	171.2	171.7	172.1	172.6
32	173.1	173.5	174.0	174.4	174.9	175.3	175.7	176.1	176.4	176.8
33	177.2	177.6	177.9	178.3	178.6	179.0	179.3	179.6	179.9	180.2
34	180.5	180.8	181.0	181.3	181.5	181.8	182.0	182.2	182.5	182.7
35	182.9	183.1	183.2	183.4	183.5	183.7	183.8	183.9	184.1	184.2
36	184.3	184.4	184.5	184.5	184.6	184.7	184.7	184.8	184.8	184.9
37	184.9	184.9	184.9	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0	185.0
38	185.0									

EJEMPLO 7.7:

Para el establecimiento de un Maíz de riego en el valle de San Luis Potosí, cuyo período vegetativo abarca del día primero de junio, al 31 de septiembre (120 días), se requiere estimar las evapotranspiraciones potenciales medias mensuales. Los datos de la estación climatológica representativa de la zona se tienen en la Tabla 7.11 de la página siguiente y corresponden a Soledad Diez Gutiérrez, en el estado de San Luis Potosí. Aplicar el Método de Thornthwaite.

SOLUCION: De acuerdo a los datos de la Tabla 7.11 se obtiene: $i = 78.019$ (7.40)

entonces, para el mes de junio se tendrá: $a = 1.7417$ (7.42)

$ETP^1 = 16(10 \cdot 20.5 / 78.019)^{1.7417} = 86.071$ mm/mes (7.39)

por último: $ETP = 86.071(13.5/12)(30/30) = 96.8$ mm/mes

ETP = 97 mm en el mes de Junio.

De igual forma se obtienen:

ETP = 87 mm en el mes de Julio.

ETP = 85 mm en el mes de Agosto.

ETP = 73 mm en el mes de Septiembre.

7.9.2.2 METODO DE BLANEY-CRIDDLE. H.F. Blaney realizó numerosas mediciones de la evapotranspiración entre los años de 1920 a 1940, utilizando técnicas de muestreo de los suelos. Inicialmente Blaney y K.V. Morin (1942) desarrollaron una relación

empírica entre la evapotranspiración y la temperatura media del aire, humedad relativa promedio anual y porcentaje promedio de horas luz mensual. Posteriormente, tal relación fue modificada por Blaney y W.D. Criddle (1950) para excluir el término de humedad relativa. La principal hipótesis del método consiste en considerar que la evapotranspiración potencial varía directamente con la suma de los productos de la temperatura media mensual del aire y el porcentaje promedio mensual de horas luz durante el día, cuando existe adecuada humedad en el suelo (25,102). La ecuación del método es la siguiente:

$$U.C. = K F = \sum_1^m k f \quad (7.44)$$

siendo:

U.C. = uso consuntivo en pulgadas, durante el período de desarrollo del cultivo, cuyo número de meses es 'm'.

K = coeficiente global de uso consuntivo.

F = suma de los factores mensuales de uso consuntivo: temperatura y luminosidad, durante la época de crecimiento del cultivo, igual a:

$$F = \sum_1^m k f = \sum_1^m k (T \cdot p / 100) \quad (7.45)$$

en la cual, T es la temperatura media mensual del aire, en °F y p es el porcentaje promedio de horas luz en el mes, dado en la Tabla 7.12 (26,34) de la página siguiente y k es un coeficiente mensual de uso consuntivo.

La fórmula del método en sistema métrico con el U.C. en milímetros por mes y T en °C, es igual a:

$$U.C. = \sum_1^m k p (0.457 T + 8.128) \quad (7.46)$$

TABLA 7.11

DATOS CLIMATOLÓGICOS EN LA ESTACION SOLEDAD DIEZ GUTIERREZ, S. L. P. (COMPLEMENTADOS CON LOS DE LA ESTACION SAN LUIS POTOSI)

LATITUD: 22° 11' 00" N. LONGITUD: 100° 56' 15" W.G. ALTITUD: 1,850 m. s. n. m.

CONCEPTO :	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (T) EN °C (PERIODO 1945-1978)	12.8	14.4	16.7	19.4	20.5	20.5	19.0	19.2	18.4	16.6	14.8	13.0
LLUVIA MENSUAL TOTAL (P) EN mm. (PERIODO 1945-1978)	9.1	4.3	9.5	17.6	36.6	52.7	49.4	47.1	54.0	18.6	10.6	8.1
EVAPORACION MENSUAL TOTAL (E _T) EN mm (DATOS DE LA ESTACION SAN LUIS POTOSI, PERIODO 1949-78)	134.0	165.9	239.0	243.3	237.9	191.5	174.8	173.6	141.1	128.6	122.0	119.5
HUMEDAD RELATIVA MEDIA (H.R.) EN % (DATOS DE LA ESTACION SAN LUIS POTOSI, PERIODO 1941-66)	51.0	43.0	39.0	37.0	47.0	56.0	60.0	61.0	65.0	63.0	57.0	56.0
RADIACION GLOBAL INCIDENTE (R _i) MEDIA DIARIA, EN LANGLEYS/DIA PARA LA ZONA DEL ESTUDIO, TOMADA DE LAS FIGURAS 3.5 a 3.16	300.0	330.0	400.0	480.0	490.0	460.0	490.0	470.0	420.0	350.0	300.0	275.0
DURACION PROMEDIO MAXIMA DIARIA DE HORAS DE INSOLACION (N) (PARA LA LATITUD DEL PROYECTO TOMADA DE LA TABLA 3.3)	11.0	11.4	12.0	12.5	13.2	13.5	13.4	12.9	12.3	11.7	11.1	10.8

El U.S. Soil Conservation Service (1967) efectuó dos modificaciones a la fórmula de Blaney-Criddle cuando ésta se aplica a zonas áridas y semiáridas; tales modificaciones consisten en sustituir el coeficiente k por dos coeficientes, uno denominado climático (k_t) y otro de cultivo (k_c), el primero está relacionado directamente con la temperatura media mensual del aire, por la expresión:

$$k_t = 0.03114 T + 0.2396 \quad (7.47)$$

El coeficiente de cultivo (k_c) refleja la influencia de las etapas de desarrollo del cultivo en la evapotranspiración, sus valores se obtienen de las curvas de de-

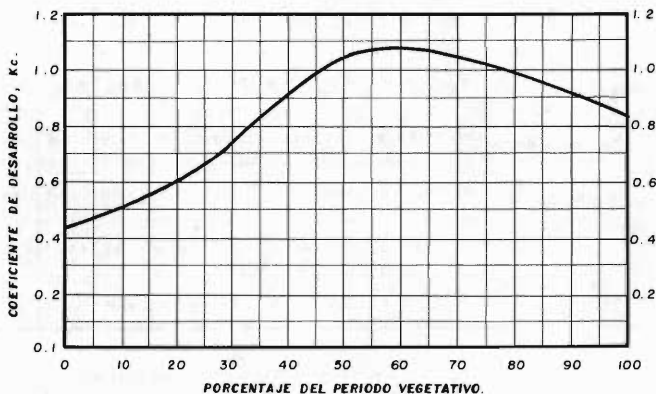
sarrollo de cada cultivo, como las mostradas en las figuras 7.19 de esta página y 7.20 de la página siguiente (25,104).

T A B L A 7.12
PORCENTAJES (p) DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES RESPECTO AL TOTAL ANUAL
 (Método de Blaney - Criddle).

LAT. NORTE	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66
21°	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23°	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25°	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27°	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.22	7.27
29°	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31°	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32°	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05

Fig. 7.19

CURVA DEL COEFICIENTE DE DESARROLLO DEL MAIZ.

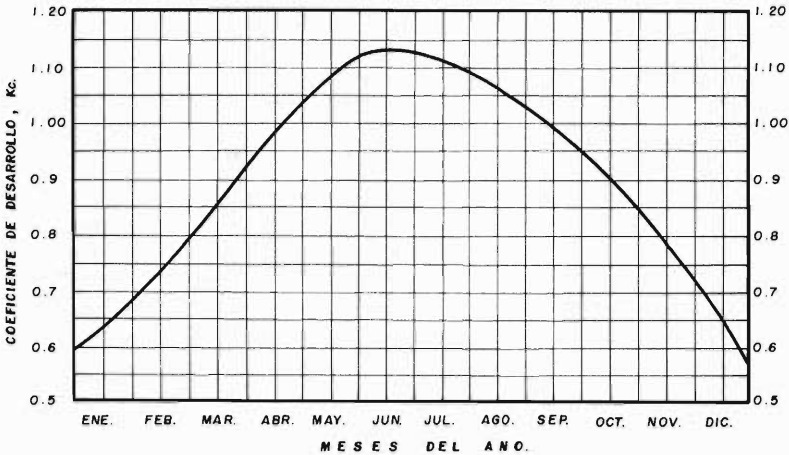


EJEMPLO 7.8:

Resolver el problema planteado en el ejemplo 7.7 aplicando el Método de Blaney---Criddle.

SOLUCION: Se considera zona semiárida el área del proyecto, por lo cual se aplicará el coeficiente climático k_t . Entonces, el uso consuntivo en junio será igual a:

Fig. 7.20
CURVA DEL COEFICIENTE DE DESARROLLO DE LA ALFALFA



$$U.C. = k_t \cdot k_c \cdot p(0.457 T + 8.128) \quad (7.46)$$

siendo:

$$T = 20.5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$k_t = 0.03114(20.5) + 0.2396 = 0.878 \quad (7.47)$$

$$k_c = 0.52 \text{ (Fig. 7.19, correspondiente al 12.5\% del período vegetativo).}$$

$$p = 9.10 \text{ (Tabla 7.12).}$$

entonces:

$$U.C. = (0.878)(0.52)(9.10)(0.457 \cdot 20.5 + 8.128) = 72.7 \text{ mm}$$

$$U.C. = 73 \text{ mm en el mes de Junio.}$$

De igual forma se obtienen:

$$U.C. = 113 \text{ mm en el mes de Julio.}$$

$$U.C. = 138 \text{ mm en el mes de Agosto.}$$

$$U.C. = 104 \text{ mm en el mes de Septiembre.}$$

7.9.2.3 METODO DE TURC. L. Turc, desde 1945 trató de encontrar una expresión algebraica que representara mejor las evapotranspiraciones mensuales y de hasta diez días observadas en lisímetros de Francia, Holanda, Escocia y Africa del Norte; hacia 1953 obtuvo una expresión compleja y en 1961 propuso las siguientes fórmulas simplificadas (28,296):

- 1o. Cuando la humedad relativa mensual (H.R.) es mayor del 50%, la evapotranspiración potencial de un área bajo riego se puede estimar con la ecuación siguiente, con un error inferior al 15%:

$$ETP = a^1 \left[\frac{T}{T + 15} \right] (R_i + 50) \quad (7.48)$$

siendo:

ETP = evapotranspiración potencial, en mm/mes o mm/10 días.

a^1 = coeficiente, con los valores siguientes: 0.40 para meses de 30 ó 31 -- días, 0.37 para febrero (28 ó 29 días) y 0.13 para un intervalo de 10 días.

T = temperatura media mensual del aire, en $^\circ\text{C}$ (para $T = 0^\circ\text{C}$, se acepta que $ETP = 0$).

R_i = radiación solar incidente media diaria del mes, en langleys/día, se determina en las figuras 3.5 a 3.16 del capítulo 3.

- 2o. Cuando la humedad relativa mensual (H.R.) es inferior al 50%, la ETP calculada con la ecuación anterior se multiplica por el siguiente factor de corrección (28,297):

$$1 + \left[\frac{(50 - H.R.)}{70} \right] \quad (7.49)$$

Esta modificación tiende a corregir los valores demasiado bajos calculados en las regiones áridas, en que el efecto oasis es frecuente en los cultivos

bajo riego (9,31).

EJEMPLO 7.9:

Resolver el problema planteado en el ejemplo 7.7 aplicando el Método de Turc.

SOLUCION: Para los meses en análisis las humedades relativas son mayores del 50%, por lo cual no se requiere evaluar el factor correctivo (ecuación 7.49). Entonces, para el mes de junio se tiene de acuerdo a los datos de la Tabla 7.11:

$$ETP = 0.40 \cdot 20.5 / (20.5 + 15) \cdot (460 + 50) = 117.8 \text{ mm}$$

por lo cual:

$$ETP = 118 \text{ mm en el mes de Junio.}$$

y de manera semejante se obtienen:

$$ETP = 121 \text{ mm en el mes de Julio.}$$

$$ETP = 118 \text{ mm en el mes de Agosto.}$$

$$ETP = 104 \text{ mm en el mes de Septiembre.}$$

7.9.2.4 METODO BASADO EN LOS DATOS DEL EVAPORIMETRO CLASE A. Las mediciones en los evaporímetros clase A toman en cuenta los efectos integrados de la radiación, el viento, la temperatura y la humedad ambiente. De manera semejante, la planta responde a las mismas variables climáticas, pero diversos factores pueden introducir cambios significativos en la pérdida o consumo de agua, así por ejemplo se pueden citar los cuatro siguientes (6,30):

1. La reflectividad de la radiación (albedo) de la superficie libre del agua es del orden del 4%, en cambio en las plantas es del 20% o mayor.
2. El almacenamiento de calor en el evaporímetro puede ser apreciable y provocar una distribución casi igual de la evaporación durante el día y la noche, en cambio, la mayoría de los cultivos transpiran el 95% o más durante el día, de lo que corresponde a las 24 horas, como se ilustró en la Fig. 7.14 .
3. La variación en la turbulencia, en la temperatura y en la humedad del aire - en las superficies que están encima del evaporímetro y de las plantas, conduce a diferencias en las pérdidas por evaporación.
4. La energía de advección, la ubicación y medio ambiente que rodea al evaporímetro, tendrán también marcada influencia en las diferencias en los consumos entre los cultivos y la evaporación medida.

En este método la evapotranspiración potencial del cultivo se estima con la ecuación siguiente:

$$ETP = K_p (E_p)_A \tag{7.50}$$

en la cual:

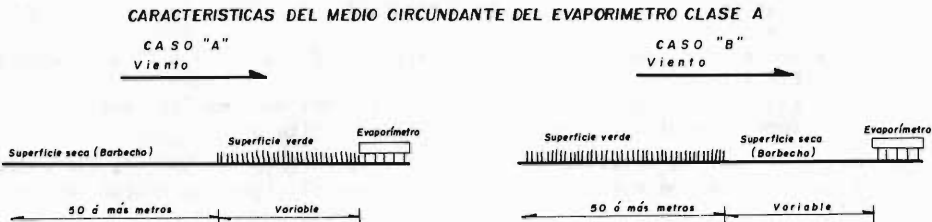
ETP = evapotranspiración potencial diaria o mensual, en milímetros.

K_p = coeficiente.

$(E_p)_A$ = evaporación diaria o mensual medida en el evaporímetro clase A, en milímetros.

En la Tabla 7.13 de la página siguiente, se puede obtener el valor del coeficiente K_p , la cual fue deducida empíricamente tomando en cuenta el clima, el tipo de tanque y su medio ambiente circundante, definido en la Fig. 7.21 siguiente.

Fig. 7.21



T A B L A 7.13

**COEFICIENTES K_p PARA ESTIMAR LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL
A PARTIR DE MEDICIONES EN EL EVAPORIMETRO CLASE A**

EVAPORIMETRO CLASE A	CASO A EVAPORIMETRO RODEADO DE VEGETACION BAJA			CASO B EVAPORIMETRO EN BARBECHO DE TEMPORAL				
	H.R.media %	baja < 40	media 40-70	alta > 70	baja < 40	media 40-70	alta > 70	
VIENTOS en Km/día.	Distancia a barlovento de la cubierta verde, en m.				Distancia a barlovento del barbecho de secano, en m.			
Débiles 175	0	0.55	0.65	0.75	0	0.70	0.80	0.85
	10	0.65	0.75	0.85	10	0.60	0.70	0.80
	100	0.70	0.80	0.85	100	0.55	0.65	0.75
Moderados 175-425	0	0.50	0.60	0.65	0	0.65	0.75	0.80
	10	0.60	0.70	0.75	10	0.55	0.65	0.70
	100	0.65	0.75	0.80	100	0.50	0.60	0.65
Fuertes 425-700	0	0.45	0.50	0.60	0	0.60	0.65	0.70
	10	0.55	0.60	0.65	10	0.50	0.55	0.65
	100	0.60	0.65	0.70	100	0.45	0.50	0.60
Muy fuertes 700	0	0.40	0.45	0.50	0	0.50	0.60	0.65
	10	0.45	0.55	0.60	10	0.45	0.50	0.55
	100	0.50	0.60	0.65	100	0.40	0.45	0.50
	1000	0.55	0.60	0.65	1000	0.35	0.40	0.45

Como complemento, se tienen los coeficientes que son propuestos en la referencia 5, página 13, los cuales se han concentrado en la Tabla 7.14 de la página siguiente.

EJEMPLO 7.10:

Resolver el problema planteado en el ejemplo 7.7 aplicando el Método basado en los datos del evaporímetro clase A.

SOLUCION: Para utilizar la Tabla 7.13, la información del medio ambiente del evaporímetro conduce a adoptar el caso B, con vientos moderados y distancia a barlovento del barbecho de 100 metros; además, como la humedad relativa fluctúa entre 40 y 70% en los meses de junio a septiembre (Tabla 7.11), el coeficiente K_p general será igual a 0.60

Entonces, aplicando la ecuación 7.50 se obtienen:

- ETP = 115 mm en el mes de Junio.
- ETP = 105 mm en el mes de Julio.
- ETP = 104 mm en el mes de Agosto.
- ETP = 85 mm en el mes de Septiembre.

Por otra parte, en la Tabla 7.14 se determinan los valores de K_p para el 25,50,75 y 100% del período vegetativo con los cuales al aplicar la ecuación 7.50 se calculan los valores siguientes:

- ETP = 110 mm en el mes de Junio.
- ETP = 157 mm en el mes de Julio.
- ETP = 139 mm en el mes de Agosto.
- ETP = 71 mm en el mes de Septiembre.

7.9.3 APLICABILIDAD Y CONFIABILIDAD DE LOS METODOS EMPIRICOS DE ESTIMACION.

De acuerdo a M. Martín Arnaiz (20,338) el método de Blaney-Cridle al tener en cuenta el tipo de cultivo por medio del coeficiente K puede conducir a buenas aproximaciones. En cambio, el criterio de Thornthwaite reporta valores bajos en las zonas

áridas y semiáridas. Por el contrario, la fórmula de Turc da en general magnitudes más altas que las obtenidas con medidas directas. Con respecto a la ecuación de Penman, señala que ha dado, en numerosos lugares, resultados satisfactorios, teniendo como principal inconveniente la dificultad para obtener todos los datos que requiere su aplicación.

T A B L A 7 . 1 4
COEFICIENTES CORRECTIVOS K_p DE LA EVAPORACION EN EL TANQUE CLASE "A",
POR ESTIMAR LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL DE LOS CULTIVOS.

C U L T I V O :	PORCENTAJE DEL PERIODO VEGETATIVO										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Alfalfa.	0.55	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	0.95	0.95	0.90	0.80	0.65
Algodón.	0.10	0.20	0.40	0.55	0.75	0.90	0.90	0.85	0.75	0.55	0.35
Arroz.	0.80	0.95	1.05	1.15	1.20	1.30	1.30	1.20	1.10	0.90	0.50
Cereales de primavera.	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75	0.85	0.90	0.90	0.30
Cereales de invierno.	0.15	0.25	0.35	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.90	0.30
Cítricos y Ahuacate.	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.55	0.60	0.55	0.80
Frijol.	0.20	0.30	0.40	0.65	0.85	0.90	0.90	0.80	0.60	0.35	0.20
Frutales de hoja caediza.	0.20	0.30	0.50	0.65	0.70	0.75	0.70	0.60	0.50	0.40	0.20
Hortalizas de raíz profunda.	0.20	0.20	0.25	0.35	0.50	0.65	0.70	0.60	0.45	0.35	0.20
Hortalizas de raíz superficial.	0.10	0.20	0.40	0.50	0.60	0.60	0.60	0.55	0.45	0.35	0.30
Maíz.	0.20	0.30	0.50	0.65	0.80	0.90	0.90	0.85	0.75	0.60	0.50
Nogal.	0.30	0.35	0.55	0.70	0.75	0.75	0.75	0.65	0.55	0.30	0.15
Papa.	0.20	0.35	0.45	0.65	0.80	0.90	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90
Remolacha azucarera.	0.25	0.45	0.60	0.70	0.80	0.85	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Sorgo para grano.	0.20	0.35	0.55	0.75	0.85	0.90	0.85	0.70	0.60	0.35	0.15
Vid.	0.15	0.15	0.20	0.35	0.45	0.55	0.55	0.45	0.35	0.25	0.20

J. Papadakis contrastó los criterios anteriormente citados, en 21 estaciones climáticas ubicadas en diferentes partes del mundo, llegando a los resultados siguientes (27,25): el método de Blaney-Griddle conduce a resultados más o menos aceptables en regiones secas de latitud media, arrojando cifras inadmisibles tanto en regiones húmedas como en las desérticas, en las primeras son demasiado altas y en las segundas demasiado bajas; además, en latitudes no muy altas, subestima las necesidades del verano y sobreestima las del invierno. El criterio de Thornthwaite, reporta resultados más o menos aceptables en regiones húmedas, dando valores demasiado bajos en las regiones secas, agravándose todavía más en las zonas desérticas. Los métodos de Turc y Penman, dan resultados aceptables en zonas húmedas y subestiman las necesidades en las regiones desérticas.

EJEMPLO 7.11:

A partir de los resultados de los 5 criterios aplicados para estimar la evapotranspiración potencial (ejemplos 7.7 a 7.10), concluir sus probables valores mensuales en los meses de junio a septiembre en la zona del valle de San Luis Potosí.

SOLUCION: Primeramente se integraron los resultados obtenidos a través de los ejemplos 7.7 a 7.10 en la Tabla 7.15 de la página siguiente. Posteriormente, tomando en cuenta los comentarios del inciso anterior se concluyeron unos valores probables para la evapotranspiración potencial, los cuales se tienen en la parte inferior de

la Tabla 7.15 siguiente.

TABLA 7.15
**RESULTADOS DE LOS METODOS DE ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION
 POTENCIAL APLICADOS AL PROBLEMA PLANTEADO EN EL EJEMPLO 7.7
 Y VALORES ADOPTADOS.**

C R I T E R I O	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	Σ
METODO DE THORNTHWAITE (EJ. 7.7)	9 7	8 7	8 5	7 3	3 4 2
METODO DE BLANEY-CRIDDLE (EJ. 7.8)	7 3	1 1 3	1 3 8	1 0 4	4 2 8
METODO DE TURC (EJ. 7.9)	1 1 8	1 2 1	1 1 8	1 0 4	4 6 1
METODO BASADO EN LOS DATOS DE EVAPORIMETRO CLASE A (EJ. 7.10)	1 1 5	1 0 5	1 0 4	8 5	4 0 9
	1 1 0	1 5 7	1 3 9	7 1	4 7 7
VALORES ADOPTADOS	9 5	1 2 0	1 2 5	8 5	4 2 5

7.9.4 DEMANDAS DE RIEGO DE LOS CULTIVOS.

Es el objetivo de este inciso, presentar en forma concisa el método actualmente empleado en nuestro país para estimar los requerimientos de riego de un cultivo, tomando en cuenta indudablemente la evapotranspiración potencial, ya que este concepto indica la cantidad de agua necesaria, en el supuesto de un desarrollo vegetal óptimo; también se consideran las particularidades de la lluvia en la zona y ciertas propiedades y parámetros característicos de los suelos.

7.9.4.1 FACTORES QUE AFECTAN LAS DEMANDAS DE RIEGO. De manera preponderante el clima es uno de los factores más importantes que determinan el consumo de agua (evapotranspiración) de los cultivos. Sin embargo, prescindiendo de los factores climáticos, la evapotranspiración de un cultivo también es determinada por el propio cultivo, el ambiente local, las condiciones de los suelos y su humedad, los fertilizantes, las enfermedades e insectos, las prácticas agrícolas, etc.

En resumen, todos los factores ya descritos que afectan la evaporación desde los suelos, la transpiración y la evapotranspiración, influirán en los consumos o demandas de riego de un cultivo.

7.9.4.2 NIVEL DE HUMEDAD PARA EL RIEGO. El nivel de humedad en el suelo afecta según el cultivo, en lo referente a la obtención de mayores rendimientos y calidad del producto. En general, las plantas tienen mejor eficiencia si el contenido de humedad del suelo es alto. Al bajar este nivel, la tensión de humedad del suelo aumenta y la planta puede ser incapaz de extraer humedad suficiente para su óptimo desarrollo, marchitándose y retardándose o cesando su crecimiento (30,60).

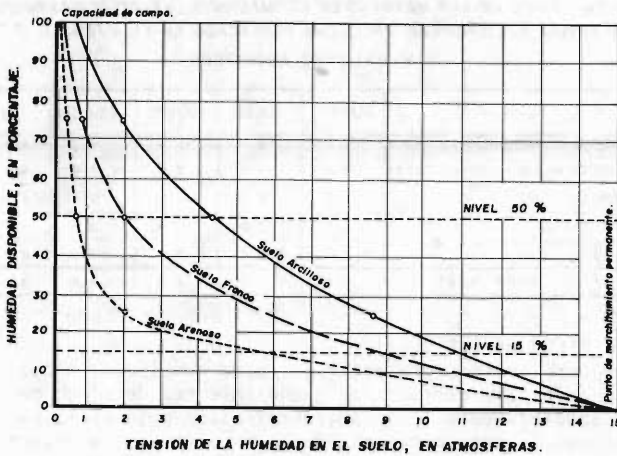
Como el objetivo del riego es la eliminación de una posible limitación en la producción por falta de humedad en el suelo, se debe de suministrar constantemente la humedad necesaria, para mantener una tensión baja en el suelo, de manera que la planta pueda extraer el agua con relativa facilidad.

Desafortunadamente, el nivel de humedad más adecuado para cada cultivo no ha sido determinado e inclusive los especialistas no están de acuerdo en definir a tal nivel en función de un porcentaje de la humedad disponible o aprovechable por la planta, sino que consideran mejor definirlo en función de los valores de la tensión de humedad del suelo (30,63). La diferencia anterior de conceptos se ilustra en la Fig. 7.22 (30,64) de la página siguiente.

Con fines prácticos se considera conveniente reponer con el riego el 50% de la humedad del suelo, aprovechable por las plantas. En la actualidad ya existe bastante información sobre los niveles de humedad óptimos para cada cultivo, o sobre las tensiones de humedad del suelo máximas permisibles en cada etapa o período del cultivo, tal información se debe consultar en la literatura especializada y en los reportes de los Centros de Investigación Agrícola que cubre casi todo el país.

Fig. 7. 22

CURVAS DE SUMINISTRO DE HUMEDAD.



7.9.4.3 CALCULO DE LAS LAMINAS NETAS DE RIEGO. En el inciso 16.5 del capítulo 6 se definió el concepto de humedad utilizable por las plantas y se desarrollo la ecuación que permite su cálculo en lámina en metros, dicha ecuación es la siguiente:

$$d = \frac{(C.C. - P.M.P.) Da}{100} Pr \quad (6.34)$$

La ecuación anterior indica que la lámina de agua necesaria para reponer la humedad de un suelo desde su punto de marchitamiento permanente (P.M.P.) a su capacidad de campo (C.C.), hasta una profundidad dada (Pr) en metros, es igual a la diferencia en porcentaje entre C.C. y P.M.P., multiplicada por la densidad aparente del suelo (Da) y por la profundidad radicular del cultivo (Pr). La profundidad radicular de los cultivos más comunes se tiene en la Tabla 7.16 siguiente.

TABLA 7.16
PROFUNDIDAD RADICULAR DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS.

CULTIVO.	PROFUNDIDAD RADICULAR (Pr). m.	CULTIVO :	PROFUNDIDAD RADICULAR (Pr). m.
ALFALFA.	1.50 a 3.00	MAIZ.	1.20 a 1.50
ALGODON.	1.20 a 1.80	MELON.	1.20 a 1.50
CANA DE AZUCAR.	1.00	NUEZ DE NOGAL.	3.60
CEBOLLA.	0.45	PAPAS, CHICHAROS, FRESAS Y SOYA.	0.90 a 1.20
CEREALES (TRIGO, CEBADA, ETC.)	1.20	PASTOS.	1.00
CITRICOS.	1.20 a 1.80	REMOLACHA AZUCARERA.	1.20 a 1.80
COL.	0.60	SANDIA.	1.80
FRIJOL.	0.90	SORGO.	1.20
FRUTALES DE HOJAS CAEDIZAS.	1.80 a 2.40	TABACO.	1.25
JITOMATE.	1.80 a 3.00	VID.	1.50 a 3.00
LECHUGA.	0.30 a 0.45	ZANAHORIAS.	0.60 a 0.90

Se denominará LAMINA DE PRESIEMBRA (Lp) al espesor de agua que repone toda la humedad utilizable por las plantas a un suelo y se llamará LAMINA DE RIEGO (Lr) al espesor o lámina de agua que equivale al 50% de la lámina de presiembra y que por lo tanto, repone el 50% de la humedad utilizable por el cultivo. Entonces:

$$L_p = \frac{(C.C. - P.M.P.) D_a}{100} P_r \quad (7.51)$$

$$L_r = 0.50 L_p \quad (7.52)$$

EJEMPLO 7.12:

Calcular la magnitud de las láminas de presiembra y de riego a utilizar en el cultivo de Maíz (ejemplo 7.7), sabiendo que la textura de los suelos de la zona es -- franco-arcillosa.

SOLUCION: De la Tabla 6.15 (inciso 16.5 del capítulo 6) se obtiene, de acuerdo a -- la textura de los suelos de la zona, los valores siguientes:

$$C.C. = 27\% \quad P.M.P. = 13\% \quad D_a = 1.35$$

Por otra parte, en la Tabla 7.16 se seleccionó la profundidad radicular para el -- cultivo, igual a 1.20 metros. Sustituyendo en las ecuaciones 7.51 y 7.52 los datos anteriores se determinan las láminas de presiembra y de riego:

$$L_p = \frac{(27 - 13) 1.35}{100} (1,200) = 227 \text{ milímetros.}$$

$$L_r = 113 \text{ milímetros.}$$

7.9.4.4 ESTIMACION DE LA LLUVIA EFECTIVA Y OTRAS CONTRIBUCIONES. En general, el -- agua utilizada por los cultivos en evapotranspiración proviene de cuatro fuentes que son (25,124):

- 1a. Humedad remanente en el suelo.
- 2a. Contribución natural del agua subterránea.
- 3a. Precipitación durante su período de desarrollo.
- 4a. Riego, como lámina neta requerida.

En relación a la humedad residual del suelo, comúnmente es despreciable, ya que las -- lluvias de invierno que la originan son por lo general reducidas; respecto a las -- contribuciones del agua subterránea, éstas son únicamente importantes en casos muy particulares, los cuales requieren estudios especiales. En cambio, la lluvia es una fuente muy importante de agua para los cultivos, pues aún en las zonas áridas aunque escasa llega a ser importante.

Se entiende por LLUVIA EFECTIVA, la parte de la lluvia que permanece en el suelo y contribuye al desarrollo de los cultivos (23,179). Los principales factores que in -- fluyen en la magnitud de la lluvia efectiva se resumen a continuación (3,11):

1. Factores de Lluvia: cantidad, intensidad, probabilidad y distribución en el tiempo y en el espacio.
2. Factores Meteorológicos: temperatura, radiación, humedad relativa y velocidad del viento.
3. Factores del Terreno: topografía, pendiente y uso.
4. Factores del Suelo: profundidad, textura, estructura, densidad aparente y contenidos de sales y materia orgánica.
5. Factores de Cultivo: naturaleza, profundidad del sistema radicular, desarrollo foliar, fase de crecimiento y rotación de cultivos.

El enorme número de parámetros que influyen en la magnitud de la lluvia efectiva, -- ponen de manifiesto la dificultad para su estimación. En primera aproximación y para fines de estudio, se puede emplear el Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service que se basa en la precipitación media mensual y en el valor del uso -- consuntivo medio mensual. El método fue desarrollado en base a datos climáticos y de humedad del suelo, referentes a un largo período; el análisis consistió en procesar 50 años de registros de precipitación en 22 estaciones experimentales representativas de diversas condiciones climáticas y edafológicas (3,27).

El criterio se concentra en las Tablas 7.17, 7.18 y 7.19, y se aplica siguiendo la -- secuela que se detalla a continuación:

PASO 1) Para cada cultivo se determina su uso consuntivo mensual y la lluvia media

T A B L A 7.17
PRECIPITACION EFECTIVA MEDIA MENSUAL* CON RELACION A LA PRECIPITACION MEDIA MENSUAL Y AL USO
CONSUNTIVO PROMEDIO MENSUAL (U. S. SOIL CONSERVATION SERVICE, 1967).

LLUVIA MEDIA MENSUAL en mm.	USO CONSUNTIVO PROMEDIO MENSUAL, EN MILIMETROS													
	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	225.0	250.0	275.0	300.0	325.0	350.0
	PRECIPITACION EFECTIVA MEDIA MENSUAL, EN MILIMETROS													
12.5	7.5	6.0	6.7	9.0	9.8	10.0	10.5	11.2	11.7	12.5	12.5	12.5	12.6	12.8
25.0	15.0	16.2	17.5	18.0	18.5	18.7	20.5	22.0	24.5	25.0	25.0	25.0	26.0	26.0
37.5	22.5	24.0	26.2	27.5	28.2	28.8	30.5	33.0	36.2	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
50.0	25.0 (41.2)	32.2	34.5	36.7	38.7	39.0	40.5	43.7	47.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
62.5	25.0	38.7	42.5	44.5	46.0	46.5	50.5	53.7	57.5	62.5	62.5	62.5	62.5	62.5
75.0	25.0	48.2	48.7	52.7	55.0	57.5	60.2	63.7	67.5	73.7	75.0	75.0	75.0	75.0
87.5	25.0	50.0 (40.7)	55.7	60.2	63.7	66.0	68.7	73.7	77.7	84.5	87.5	87.5	87.5	87.5
100.0	25.0	60.0	63.7	67.7	74.0	74.2	78.7	83.0	87.7	95.0	100.0	100.0	100.0	100.0
112.5	25.0	50.0	70.5	75.0	80.5	82.5	87.2	92.7	98.0	105.0	111.0	112.0	112.0	112.0
125.0	25.0	50.0	75.0 (41.0)	81.5	87.7	89.7	95.7	102.0	108.0	115.0	121.0	125.0	125.0	125.0
137.5	25.0	50.0	75.0	85.7	95.2	96.7	104.0	111.0	118.0	125.0	132.0	137.0	137.0	137.0
150.0	25.0	50.0	75.0	95.2	102.0	105.0	112.0	120.0	127.0	135.0	143.0	150.0	150.0	150.0
162.5	25.0	50.0	75.0	100.0 (40.0)	108.0	113.0	120.0	128.0	135.0	145.0	153.0	160.0	162.0	162.0
175.0	25.0	50.0	75.0	100.0	115.0	120.0	127.0	135.0	143.0	154.0	164.0	170.0	173.0	173.0
187.5	25.0	50.0	75.0	100.0	121.0	125.0	134.0	142.0	151.0	161.0	170.0	178.0	185.0	187.0
200.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0 (40.0)	133.0	140.0	148.0	157.0	168.0	175.0	182.0	185.0	200.0
225.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	144.0	151.0	160.0	171.0	183.0	194.0	205.0		
250.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	140.0 (40.0)	151.0	170.0	183.0	194.0				
275.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	171.0	191.0	194.0	205.0				
300.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0 (40.0)	190.0	203.0	213.0					
325.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	186.0	213.0	224.0					
350.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0 (40.0)	231.0					
375.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	240.0					
400.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	247.0					
425.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	255.0 (40.0)					
450.0	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	263.0					

* Basada en 7.5 cm. de lámina neta de riego.

TABLA 7.18

FACTORES DE AJUSTE PARA RELACIONAR LA PRECIPITACION EFECTIVA MEDIA MENSUAL OBTENIDA DE LA TABLA 7.17 CON LA LAMINA NETA DE RIEGO (L_R).

L _R , en mm.	FACTOR	L _R , en mm.	FACTOR	L _R , en mm.	FACTOR
10.00	0.620	31.25	0.818	70.00	0.990
12.50	0.650	32.50	0.826	75.00	1.000
15.00	0.676	35.00	0.842	80.00	1.004
17.50	0.703	37.50	0.860	85.00	1.008
18.75	0.720	40.00	0.876	90.00	1.012
20.00	0.728	45.00	0.905	95.00	1.016
22.50	0.749	50.00	0.930	100.00	1.020
25.00	0.770	55.00	0.947	125.00	1.040
27.50	0.790	60.00	0.963	150.00	1.060
30.00	0.808	65.00	0.977	175.00	1.070

TABLA 7.19
FACTORES DE AJUSTE DE LLUVIA EFECTIVA DE ACUERDO
A SU PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

PRECIPITACION MEDIA ANUAL, EN mm.	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA, EN %				
	50	60	70	80	90
76.2	0.80	0.68	0.56	0.45	0.33
101.6	0.84	0.72	0.61	0.50	0.38
127.0	0.87	0.76	0.65	0.54	0.42
152.4	0.88	0.78	0.68	0.57	0.45
177.8	0.89	0.79	0.69	0.60	0.48
203.2	0.90	0.81	0.71	0.62	0.51
228.6	0.91	0.82	0.73	0.63	0.53
254.0	0.92	0.83	0.75	0.65	0.55
304.8	0.93	0.85	0.78	0.69	0.58
355.6	0.94	0.86	0.79	0.71	0.61
406.4	0.95	0.88	0.81	0.73	0.63
457.2	0.95	0.89	0.82	0.74	0.65
508.0	0.96	0.90	0.83	0.75	0.67
558.8	0.96	0.90	0.84	0.77	0.69
609.6	0.97	0.91	0.84	0.78	0.70
660.4	0.97	0.92	0.85	0.79	0.71
711.2	0.97	0.92	0.86	0.80	0.72
762.0	0.97	0.93	0.87	0.81	0.73
889.0	0.98	0.93	0.88	0.82	0.75
1,016.0	0.98	0.94	0.89	0.83	0.77
1,143.0	0.98	0.94	0.90	0.84	0.78
1,270.0	0.98	0.95	0.91	0.85	0.79
1,397.0	0.99	0.95	0.91	0.86	0.80
1,524.0	0.99	0.95	0.91	0.87	0.81
1,778.0	0.99	0.95	0.92	0.88	0.83
2,032.0	0.99	0.95	0.92	0.89	0.85
2,286.0	0.99	0.96	0.93	0.90	0.86

mensual durante sus meses de desarrollo. Con tales datos se obtiene de la Tabla 7.17 (3,29) la precipitación efectiva media mensual, en milímetros.

PASO 2) Conociendo la magnitud de la lámina neta de riego (Lr), se determina en la Tabla 7.18 (3,28) el factor de ajuste de la precipitación efectiva por la lámina de riego.

La precipitación efectiva no puede exceder a la lluvia media mensual ni al uso consuntivo medio mensual. Cuando la aplicación de los factores de la Tabla 7.18 de la página siguiente, conduzcan a un valor de la precipitación efectiva mayor que cualquiera de los dos valores citados, deberá de reducirse al menor de ellos. Además, no se deberán aplicar los factores de ajuste a aquellos valores de la precipitación efectiva media mensual, consignados por debajo de las líneas horizontales, marcadas en la Tabla 7.17 (25,126).

PASO 3) Cuando la lluvia media mensual sea menor de 12.5 milímetros, se debe considerar 100% efectiva (25,126).

PASO 4) La cantidad de lluvia varía de un año a otro en cualquier localidad, entonces la precipitación promedio anual es una cantidad que puede ser excedida el 50% de los años. Tomando en cuenta lo anterior es conveniente estimar las demandas de riego en base a una probabilidad de la precipitación efectiva y no únicamente en función de la lluvia promedio. La Tabla 7.19 (25,128) proporciona los factores de ajuste de acuerdo a la probabilidad de ocurrencia (comúnmente se adopta un 80%) y la precipitación media anual.

EJEMPLO 7.13:

Estimar con el Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service, la lluvia efectiva media mensual en los meses de junio a septiembre, en base a los datos de la estación climatológica Soledad Diez Gutiérrez en San Luis Potosí (ejemplo 7.7), teniendo como dato adicional el valor de la lluvia media anual, igual a 318 milímetros.

SOLUCION: Utilizando los resultados de los ejemplos 7.11 y 7.12 se integra la Tabla 7.20 siguiente, de acuerdo a la secuela descrita en el inciso anterior.

TABLA 7.20
ESTIMACION DE LA LLUVIA EFECTIVA MENSUAL POR EL METODO
DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE (EJEMPLO 7.13)

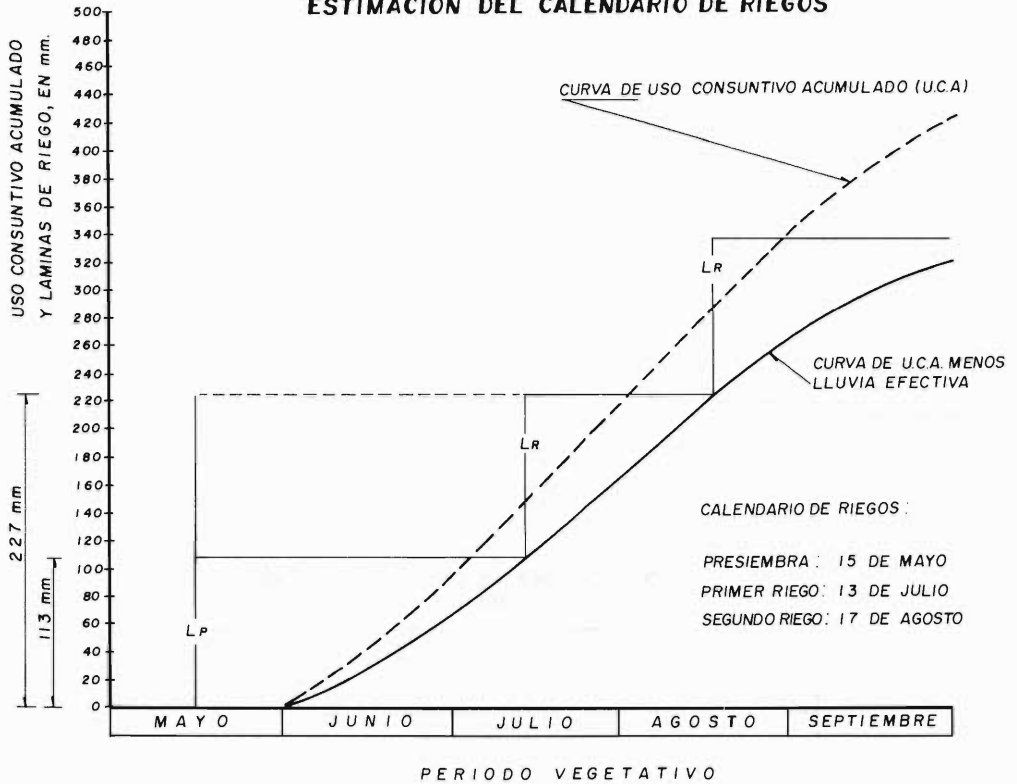
	Junio	Julio	Agosto	Septiembre
Lluvia media mensual, en mm.	52.7	49.4	47.1	54.0
Uso consuntivo mensual, en mm.	95.0	120.0	125.0	85.0
Precipitación efectiva media mensual, en mm.	37.2	36.0	34.7	37.2
Precipitación efectiva corregida por lám. de riego, en mm.	38.3	37.1	35.7	38.3
Precipitación efectiva adoptada, en mm.	38.3	37.1	35.7	38.3
Precipitación efectiva final (corregida por probabilidad de ocurrencia), en mm.	26.6	25.8	24.8	26.6

7.9.4.5 ESTIMACION DE LOS INTERVALOS DE RIEGO. Un método práctico para conocer los intervalos entre riegos, consiste en construir para cada cultivo su curva de uso consuntivo mensual acumulado contra su período vegetativo o de desarrollo en meses (abscisas). Se deberá de representar el uso consuntivo real, es decir, el valor de la evapotranspiración potencial menos la precipitación efectiva, este valor se acumula al día final del mes. En tal gráfica las láminas de riego quedarán indicadas por líneas verticales acotadas según el eje de las ordenadas, tales láminas se irán consumiendo debido a la evapotranspiración, esto último se representa por una línea recta horizontal hasta interceptar la curva de uso consuntivo real acumulado,

en tal punto se deberá disponer un nuevo riego y de esta forma se obtiene el intervalo en días o calendario de riegos (26,25).

El procedimiento anterior se ilustra objetivamente en la Fig. 7.23 siguiente, la cual se construyó en base a los resultados de los ejemplos 7.11, 7.12 y 7.13.

Fig. 7.23
ESTIMACION DEL CALENDARIO DE RIEGOS



7.9.4.6 ESTIMACION DE LA EFICIENCIA DEL RIEGO. Con el procedimiento descrito en el inciso anterior se determina el número de riegos necesarios para cada cultivo, o sea, la lámina total requerida a nivel de la parcela, estos requerimientos constituyen las LAMINAS NETAS DE RIEGO y son menores que la cantidad de agua que habrá que derivar de la fuente de abastecimiento, sea ésta un río, un pozo, un manantial o un embalse; lo anterior debido a las pérdidas en la conducción y en la aplicación del propio riego. Estos últimos conceptos se representan en la Fig. 7.24 de la página siguiente.

Las pérdidas en el transporte están condicionadas por el tipo de conducción, como son: los canales excavados en tierra, los canales revestidos o prefabricados y las tuberías; en cambio, las pérdidas en la aplicación del riego dependen de los factores siguientes (25,130):

1. Evaporación durante y después del riego.
2. Pérdidas por percolación.
3. Pérdidas por escurrimiento superficial.

Como guía, con fines de estudio pueden utilizarse las eficiencias citadas en la Ta

bla 7.21 (4,33), en la cual los valores mínimos de la eficiencia de aplicación se deben emplear en aquellas áreas con suelos permeables, pendientes importantes y -- donde el agricultor tiene escasa experiencia en el riego. Los valores máximos se utilizarán en zonas con suelos de reducida permeabilidad a normal, de poca pendiente y donde el agricultor tiene experiencia en el riego. La Tabla 7.21 se tiene en la parte inferior de esta página.

Fig. 7. 24

REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL USO DEL AGUA DE RIEGO (SEGUN M.E.JENSEN,1967)

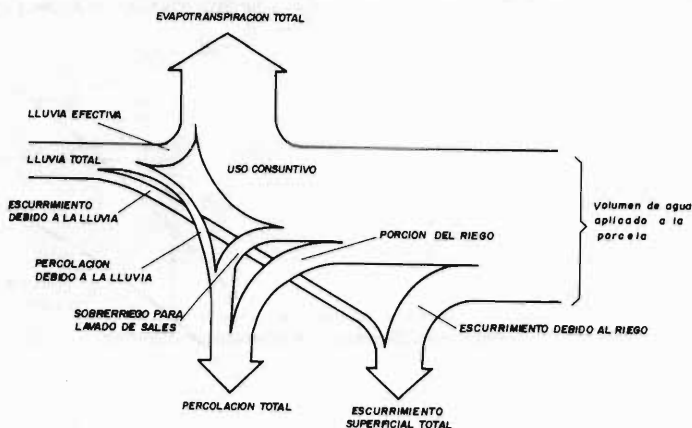


TABLA 7.21
VALORES TENTATIVOS DE LAS EFICIENCIAS DE CONDUCCION Y DE APLICACION.

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO :	EFICIENCIAS, EN %.	
	CONDUCCION	APLICACION
RIEGO POR GRAVEDAD, CON CANALES EN TIERRA. DISTRITO PEQUEÑO Y COMPACTO.	75	60 a 75
RIEGO POR GRAVEDAD, CON CANALES EN TIERRA. DISTRITO GRANDE Y EXTENSO.	70	60 a 75
IGUAL A (1), PERO CON CANALES REVESTIDOS.	85	65 a 75
IGUAL A (2), PERO CON CANALES REVESTIDOS.	80	65 a 75
RIEGO POR ASPERSION, CON CONDUCCION REVESTIDA. ZONAS PEQUEÑAS Y COMPACTAS.	90	80 a 85
RIEGO POR ASPERSION, CON CONDUCCION REVESTIDA. ZONAS EXTENSAS.	85	80 a 85
RIEGO POR GOTEO, CON CONDUCCION POR TUBERIA. ZONAS PEQUEÑAS Y COMPACTAS.	95	90 a 95
RIEGO POR GOTEO, CON CONDUCCION POR TUBERIA. GRANDES EXTENSIONES.	90	90 a 95

Entonces, los riegos requeridos o láminas netas se deberán de convertir a láminas de derivación o brutas, al dividir las entre las eficiencias de conducción (E_c) y de aplicación (E_a), esto es:

$$L_b = L_n / (E_c \cdot E_a) \quad (7.53)$$

estando L_b y L_n (láminas brutas y netas, respectivamente), en milímetros y E_c y E_a en decimal.

7.9.4.7 DETERMINACION DE LA DEMANDA DE RIEGO. Conviene aclarar que en algunas ocasiones es necesario adicionar a las láminas netas de riego, un sobrerriego por concepto del lavado del suelo o lixiviación de las sales del suelo, la lámina de lavado es el porcentaje del agua de riego que debe pasar a través de la zona de las raíces para mantener la salinidad del suelo por debajo de un valor previamente especificado (25,127). Su determinación se puede consultar en la referencia 25, páginas 127 a 129 y en la referencia 3, páginas 46 a 51.

Conociendo las láminas brutas necesarias de riego, se podrán determinar las demandas de riego de los cultivos a nivel anual o inclusive a nivel mensual, el cálculo conviene expresarlo por hectárea de riego, por lo cual se deberán de tomar en cuenta los porcentajes de área sembrada con cada cultivo, cuando en la zona de riego se vayan a cultivar dos o más variedades, caso más común.

EJEMPLO 7.14:

Determinar la demanda de riego del cultivo de Maíz, del ejemplo 7.7.

SOLUCION: De la Fig. 7.23 se obtiene la lámina total de riego, igual a 453 milímetros, por otra parte, se sabe que los canales de conducción en la zona serán revestidos de concreto y que el riego será por gravedad (surcos), por lo cual en la Tabla 7.21 se determinaron:

$$E_c = 85\% \qquad E_a = 70\%$$

entonces:

$$L_b = 453 / (0.85 \cdot 0.70) = 761 \text{ milímetros.}$$

recordando que:

$$1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3/\text{Ha, se tendrá finalmente:}$$

$$\underline{\text{Demanda Anual por Hectárea} = 7,610 \text{ m}^3}$$

7.10 ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL O DEFICIT DE ESCURRIMIENTO.

7.10.1 BALANCE HIDRICO DE UNA CUENCA.

Como ya se indicó, la evapotranspiración potencial es el límite superior de la cantidad de agua que vuelve a la atmósfera, de manera que para estimar la evapotranspiración real debe tomarse en cuenta la cantidad de agua que efectivamente existe en la zona para evapotranspirarse. Para una cuenca cualquiera la ecuación de balance hídrico para un intervalo determinado, será igual a:

$$P = ETR + Q + \Delta R \qquad (7.54)$$

siendo:

P = precipitación, en milímetros.

ETR = evapotranspiración real, en milímetros (ETR < ETP)

Q = excedentes de agua, escurrimientos e infiltraciones, en milímetros.

ΔR = incremento o decremento en la reserva de agua utilizable por la vegetación, en milímetros.

Si se considera que el valor de las reservas al comienzo y al final del período -- considerado es igual y despreciable en comparación con los valores de P y Q (intervalo de gran duración, por ejemplo, un año), se tiene que:

$$ETR = P - Q \qquad (7.55)$$

El término ETR también se conoce como Déficit de Escurrimiento (D) y su interés -- práctico reside en que su valor medio anual varía relativamente poco, si se consideran cuencas extensas fuera de las zonas montañosas, por ejemplo, en clima templado fluctúa entre 400 y 600 milímetros de acuerdo a la temperatura media, la precipitación, la altitud y la continentalidad (28,258). Además se ha observado, que el déficit de escurrimiento anual (P - Q) varía mucho menos que el llamado Coeficiente de Escurrimiento (Q/P).

Sin embargo, se debe aclarar que el estrecho intervalo de variación del déficit de escurrimiento es también una seria limitación para su estimación con precisión.

7.10.2 ESTIMACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL A PARTIR DE LA HUMEDAD EN EL SUELO.

Sin el humedecimiento del suelo por la lluvia o el riego, la evapotranspiración reducirá su contenido de humedad hasta que la pérdida de agua ya no pueda ocurrir a nivel potencial. Uno de los métodos más populares para estimar la evapotranspiración real (ETR) se basa en el cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP), de manera que si se tiene abundante humedad en el suelo, las dos magnitudes serán iguales y cuando la humedad es escasa la evapotranspiración potencial será reducida por un factor que depende de la cantidad de agua en el suelo, esto es (7,142):

$$ETR = ETP \cdot F(H.D./H.U.) \quad (7.56)$$

en donde, H.D. es la humedad disponible en el suelo y H.U. es la humedad utilizable por la vegetación (ecuación 7.51), ambas en milímetros.

En realidad existe poca información cuantitativa sobre la forma en la cual la humedad del suelo es extraída por la evapotranspiración bajo condiciones de deficiencia de humedad en el suelo. Por otra parte, muchas variables, tales como la textura del suelo, la fisiología de la planta, las características de las raíces y la magnitud de la evapotranspiración, controlan el proceso, dificultándose por ello el tratamiento generalizado del problema (7,143).

En sustitución de un modelo físico de aplicación general, varios autores han propuesto modelos simplificados, como por ejemplo, F.J. Veihmeyer y A.H. Hendrickson (1955) realizaron experimentos en California, U.S.A., habiendo concluido que la evapotranspiración continúa a nivel potencial hasta que la humedad del suelo es llevada al punto de marchitamiento permanente, pasando entonces a ser cero (32,11-18); Thornthwaite y Mather (1955) trabajaron en un suelo franco de Nebraska, U.S.A. encontrando que el cociente ETR/ETP decrece como una función lineal de la cantidad de agua disponible y otros autores proponen modelos entre los dos extremos descritos; ver Fig. 7.25 (7,144).

Fig. 7.25

COCIENTE DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL A LA POTENCIAL EN FUNCION DE LA HUMEDAD DISPONIBLE EN EL SUELO Y EL MODELO PROPUESTO POR CADA AUTOR.

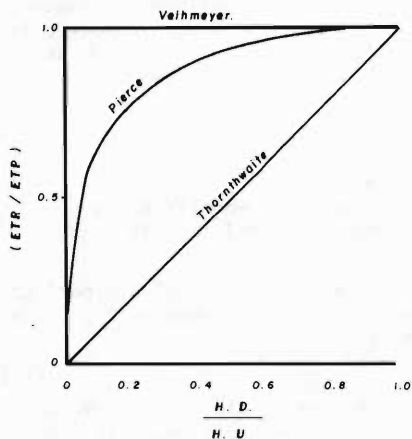
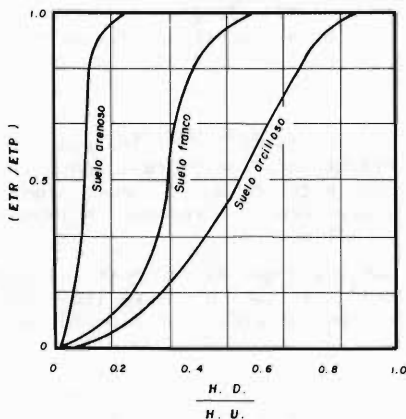


Fig. 7.26

COCIENTE DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL A LA POTENCIAL EN FUNCION DE LA HUMEDAD DISPONIBLE Y LA TEXTURA DEL SUELO (R. M. HOLMES, 1961).



En la Fig. 7.26 anterior se tiene el método propuesto por R.M. Holmes y en la Fig. 7.27 de la página siguiente, el de R. Zahner (7,146) para estimar el factor $F(H.D./H.U.)$ de la ecuación 7.56.

Este método de cuantificación de la evapotranspiración real, es especialmente útil en los estudios o análisis tendientes a estimar los déficit de escurrimiento mensuales por medio de balances hidrológicos.

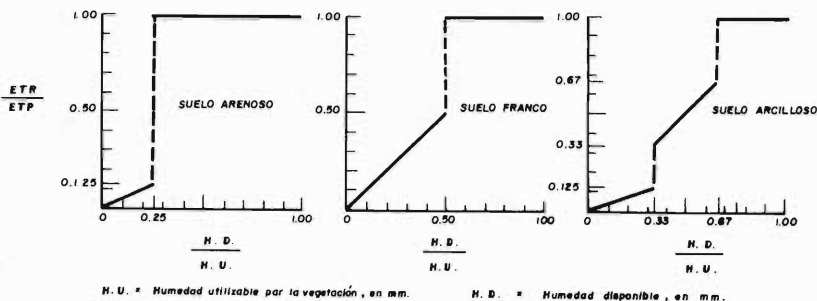
7.10.3 FORMULAS EMPIRICAS PARA ESTIMAR LA EVAPOTRANSPIRACION REAL.

7.10.3.1 GENERALIDADES. Para la estimación de la evapotranspiración real de un área, se dispone de varias ecuaciones empíricas que son función de las características climáticas de fácil obtención, siendo tres los parámetros que influyen de manera especial o preponderante: la temperatura, la precipitación y la radiación incidente. En base a lo anterior las fórmulas pueden ser clasificadas en tres grupos:

- I. Fórmulas en función de la temperatura media anual (T), estas ecuaciones sólo son válidas para grandes cuencas, relativamente homogéneas y con precipitaciones abundantes para que su distribución en el tiempo pueda ser despreciada.
- II. Fórmulas en función de la temperatura (T) y la precipitación (P) medias anuales. Se ha observado que si la precipitación anual P es reducida no existe escurrimiento y la evapotranspiración real es igual a tal precipitación. En cambio, si P es muy grande el déficit de escurrimiento tiende a un valor límite correspondiente a la saturación y para interpolar entre estos dos casos extremos, se emplea generalmente un arco de parábola, o sea, expresiones exponenciales de la precipitación.
- III. Fórmulas en función de la radiación y otros parámetros climáticos como la precipitación anual.

Fig. 7. 27

COCIENTE DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL A LA POTENCIAL EN LOS BOSQUES, EN FUNCION DE LA TEXTURA Y CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL SUELO
(R. Zahner, 1967).



7.10.3.2 FORMULAS DE M. COUTAGNE. Coutagne propuso dos fórmulas del tipo I, la primera para latitudes comprendidas entre 30° y 60° N, ésta es (28,260):

$$ETR = 210 + 30 T \quad (\text{para } P = 800 \text{ mm} \pm 20\%) \quad (7.57)$$

La segunda fórmula, fue deducida para cuencas tributarias al océano Atlántico, de U.S.A., su expresión es (28,261):

$$ETR = 255 + 33 T \quad (\text{para } P = 1,000 \text{ mm}) \quad (7.58)$$

en las dos fórmulas anteriores ETR está en milímetros y T en °C.

Adicionalmente, Coutagne propuso la ecuación del tipo II siguiente (28,262):

$$ETR = P - \lambda P^2 \quad (7.59) \quad \text{con:} \quad \lambda = \frac{1.00}{0.80 + 0.14 T} \quad (7.60)$$

la fórmula sólo es aplicable para valores de la precipitación media anual (P) comprendidos entre $1/8\lambda$ y $1/2\lambda$, estando ETR y P en metros y T en °C.

Si P es menor que $1/8\lambda$ la ETR es igual a la precipitación, es decir, no existe escurrimiento; si la precipitación p es mayor que $1/2\lambda$ la ETR es prácticamente independiente de P y su valor está dado por la ecuación siguiente:

$$ETR = 0.20 + 0.035 T \quad (7.61)$$

nuevamente, ETR está dada en metros y T en °C.

7.10.3.3 FORMULAS DE M. TURC. Turc a partir de observaciones realizadas en 254 cuencas distribuidas por todos los climas del mundo, reporta la siguiente expresión -- (28,263):

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0.90 + (P^2/L^2)}} \quad (7.62)$$

siendo:

$$L = 300 + 25 T + 0.05 T^3 \quad (7.63)$$

estando ETR y P en milímetros y T en °C.

La limitación teórica de esta fórmula es que para $P < 0.31 L$ daría una ETR mayor que la precipitación, por lo tanto, en tales casos habrá que considerar a $ETR = P$ (1,-116). Por otra parte, los valores numéricos a los que conduce la fórmula de Turc son únicamente aproximados, ya que su propio autor indica que la diferencia absoluta (e) entre los déficit medidos y los calculados quedó comprendida en los intervalos siguientes (28,264):

0 < e < 222 milímetros para las 254 cuencas estudiadas.

0 < e < 40 milímetros para el 55% de las cuencas.

Las diferencias (e) serán tanto más grandes cuanto más características excepcionales tenga la cuenca, como son: tamaño reducido, cuencas de montaña, regiones o zonas de fuerte o débil insolación, etc.

En la Fig. 7.28 (29,139) de la página siguiente, se tiene un plano de líneas de igual evapotranspiración real anual estimada con la fórmula de Turc para la República Mexicana.

7.10.3.4 FORMULA DE F.I. MORTON. Morton encontró una relación para la evapotranspiración real en función de la radiación incidente y la evaporación potencial, estas (22,17):

$$ETR = (1 - r)R_i - E_p \quad (7.64)$$

en donde:

ETR = evaporación regional o evapotranspiración real, en milímetros por mes.

r = albedo, en decimal.

R_i = radiación incidente mensual, en milímetros por mes.

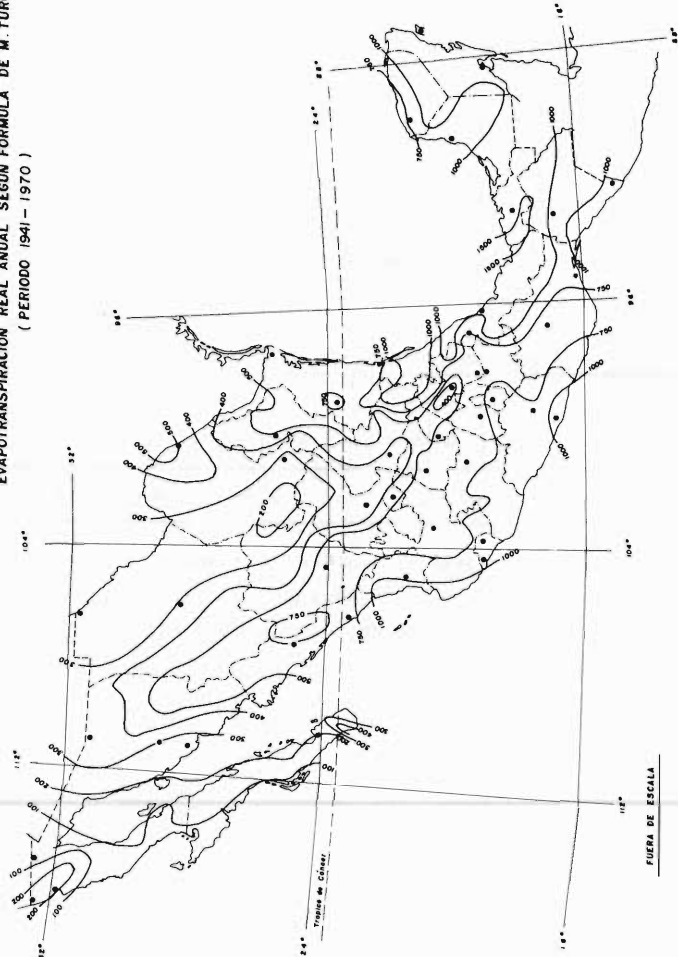
E_p = evaporación potencial, en milímetros por mes.

El valor del albedo de un lago, del suelo y la vegetación de una región específica tiene variaciones estacionales, sin embargo, la estimación de tales fluctuaciones no es confiable y por ello el albedo de una región puede ser considerado constante e igual a 0.15 (22,10). La radiación incidente R_i se obtiene de las figuras 3.5 a 3.16 del capítulo 3, valor que multiplicado por el número de días del mes en análisis y dividido entre el calor latente de evaporación y la densidad del agua, permite obtener R_i .

Con respecto a la llamada Evaporación Potencial, E_p , según Morton es igual a la evaporación desde una superficie húmeda, tal como un lisímetro con riego o un evaporímetro. Para obtener una estimación de la E_p de una región, el lisímetro o el evaporímetro deberán de ser diseñados para prevenir la transferencia de calor sensible y por radiación a través de las paredes y el fondo, además de ajustarse sus mediciones por la diferencia entre su albedo y el de la región (22,17).

7.10.3.5 FORMULA DE M.I. BUDYKO. P.P. Kuzmin y A.P. Vershinin (15,220) citan la ecuación propuesta por M.I. Budyko, la cual permite estimar la evapotranspiración real media anual a partir de la precipitación promedio anual y la radiación anual recibida en la superficie evaporante; el primer parámetro refleja el contenido natural de humedad de la región y el segundo da idea del régimen de calor de la zona. El error estándar de la evapotranspiración estimada con tal ecuación es del orden del 17%. La fórmula es la siguiente:

Fig. 7. 2 8
EVAPOTRANSPIRACION REAL ANUAL SEGUN FORMULA DE M. TURC.
(PERIODO 1941-1970)



$$ETR = \sqrt{\frac{R_n \cdot P}{H_v} \left[1 - \exp(-R_n/H_v \cdot P) \right] \tanh(H_v \cdot P/R_n)} \quad (7.65)$$

en donde:

ETR = evapotranspiración real media anual, en centímetros por año.

P = precipitación media anual, en centímetros.

R_n = balance promedio anual de radiación, en Kcal/cm²/año. Se puede estimar por medio de la ecuación 3.6 del capítulo 3, en dicha fórmula R_i se determina en la Fig. 3.17 del capítulo 3.

H_v = calor latente de evaporación, en Kcal/gr. Lógicamente, se está aceptando que un gramo de agua es igual a un cm³, es decir que ρ = 1.0

EJEMPLO 7.15:

Estimar la evapotranspiración real del año 1970 por las fórmulas de Coutagne, Turc, Morton y Budyko, en la cuenca del proyecto El Baluarte, Mpio. de Canatlán, Dgo., en base a los datos de la estación climatológica representativa, EL PINO, cuya información disponible se ha concentrado en la Tabla 7.22 siguiente.

T A B L A 7. 22
DATOS CLIMATOLÓGICOS DE LA ESTACION "EL PINO" MPIO. CANATLAN, DGO. PARA EL AÑO DE 1970

C O N C E P T O :	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	ANUAL
TEMPERATURA MEDIA, EN °C	10.9	11.4	13.2	18.6	19.2	20.7	20.0	19.6	18.3	14.8	13.9	12.4	16.1
RADIACION GLOBAL INCIDENTE, EN LANGLEYS / DIA. (Tomados de las figs. 7.10 a 7.22)	350	430	500	600	600	580	510	460	460	400	400	300	455
PRECIPITACION ANUAL, EN mm. = 923.5 mm.													LATITUD: 24° 37' 15" LONGITUD: 104° 51' 30" ALTITUD: 2,000 m. s. n. m.

SOLUCION: De acuerdo a los datos disponibles se tiene:

FORMULA DE COUTAGNE: $\lambda = 1.00 / (0.80 + 0.14 \cdot 16.1) = 0.32744$

$$1/8\lambda = 0.38175 \text{ m} < P = 0.9235 \text{ m} < 1/2\lambda = 1.527 \text{ m}$$

por lo tanto: $ETR = 0.9235 - 0.32744(0.9235)^2 = 0.6442 \text{ metros.}$

ETR = 644 milímetros en el año de 1970

FORMULA DE TURC: $L = 300 + 25(16.1) + 0.05(16.1)^3 = 911.1$

entonces: $ETR = \frac{923.5}{\sqrt{0.90 + \frac{(923.5)^2}{(911.1)^2}}} = 665.2 \text{ milímetros}$

ETR = 665 milímetros en el año de 1970

FORMULA DE MORTON: Como no se dispone de mediciones de la evaporación mensual en el evaporímetro clase A, para utilizarse como estimaciones de la llamada Evaporación Potencial Ep, tales magnitudes se evaluarán con la ecuación 7.29 propuesta por R.K. Lane.

Entonces, para el mes de enero se tiene:

$$H_v = 597.3 - 0.564(10.9) = 591.2 \text{ cal/cm}^3 = 59.1 \text{ cal/cm}^2/\text{mm} \quad (3.16)$$

$$R_i = \frac{R_i}{H_v} = \frac{350}{59.1} = 5.922 \text{ mm/día} = 183.6 \text{ milímetros en enero.}$$

Ahora se estima Ep (ecuación 7.29):

$$Ep = E_A = 25.4 \cdot 10^{-4} (350) (4.806 \cdot 10.9 + 33.98) = 76.8 \text{ mm/mes}$$

por último: $ETR = (1 - 0.15)(183.6) - 76.8 = 79.3 \text{ mm}$ (7.64)

ETR = 79.3 milímetros en el mes de enero.

en igual forma se obtienen:

ETR = 76.2 mm en febrero.	ETR = 57.1 mm en agosto.
ETR = 99.6 mm en marzo.	ETR = 57.4 mm en septiembre.
ETR = 72.6 mm en abril.	ETR = 72.2 mm en octubre.
ETR = 77.4 mm en mayo.	ETR = 70.6 mm en noviembre.
ETR = 55.8 mm en junio.	ETR = 71.3 mm en diciembre.
ETR = 60.8 mm en julio.	

por lo cual: ETR = 850 milímetros en el año de 1970.

FORMULA DE BUDYKO: Aunque esta ecuación permite estimar la evapotranspiración real media anual, se aplicará a nivel anual. Por sencillez el balance anual de radiación R_n se estimará con la ecuación propuesta por J.A. Davis (1967), ésta es (7,--132):

$$R_n = 0.62R_i - 24 = 0.62(455) - 24 = 258.1 \text{ cal/cm}^2/\text{día}$$

$$R_n = 94.2 \text{ Kcal/cm}^2/\text{año.}$$

por otra parte:

$$H_v = 597.3 - 0.564(16.1) = 588.2 \text{ cal/gr} = 0.588 \text{ Kcal/cm}^3$$

entonces:

$$ETR = \sqrt{\frac{94.2(92.35)}{0.588} \left[1 - \exp(-94.2/0.588 \cdot 92.35) \right] \tanh\left(\frac{0.588 \cdot 92.35}{94.2}\right)}$$

$$= \underline{6,336.9} = 79.6 \text{ centímetros.} \quad (7.65)$$

ETR = 796 milímetros en el año de 1970.

En base a los resultados anteriores se puede concluir como valor probable de la -- evapotranspiración real en la cuenca del proyecto El Baluarte, 700 milímetros.

Debido a lo anterior el volumen escurrido en el año de 1970 en tal proyecto será:

$$\text{Lámina Esc. Anual} = D = P - ETR = 923.5 - 700 = 223.5 \text{ mm} \quad (7.55)$$

por lo cual:

$$\text{Vol Esc. Anual} = D (\text{área de cuenca}) = 223.5(65.5 \text{ Km}^2) =$$

$$= \underline{14.64 \text{ millones de m}^3}$$

7.10.4 DEFICIT DE ESCURRIMIENTO MENSUAL.

La estimación de la evapotranspiración real o déficit de escurrimiento a nivel mensual, debe tomar en cuenta las relaciones de un mes con otro, la variación del almacenamiento de humedad en el suelo y el escurrimiento, para poder conducir a cifras aproximadas o correctas (28,265).

Dentro de los métodos que permiten estimar los déficit de escurrimiento mensual el de C.W. Thornthwaite muestra claramente el sistema operativo a seguir en estos análisis. El método se expondrá en el capítulo 8, en relación con la estimación de volúmenes escurridos mensuales.

7.11 RESUMEN DEL CAPITULO.

Este capítulo fue dividido en dos partes, la primera dedicada al estudio de la evaporación, abarcó la descripción del proceso cuando éste se realiza desde una superficie de agua libre, suelo o vegetación, incluyendo los factores que lo condicionan, sus procedimientos de medición y las variadas técnicas o criterios de estimación de la evaporación en los embalses.

En la segunda parte del capítulo, primeramente se expusieron los conceptos básicos sobre la evapotranspiración, como son: procedimientos de medición, técnicas de control, métodos de estimación, etc.; posteriormente, se abordó el estudio de las eva-

potranspiraciones potencial y real, la primera encaminada hacia la estimación de - las demandas de un cultivo, incluyendo la determinación de su calendario de riegos y la segunda, orientada hacia la estimación de los volúmenes escurridos anuales, a través del concepto del déficit de escurrimiento.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. BANCEL L., A. " Hidrología ". capítulo 6: Evaporación-Transpiración-Déficit - de Escurrimiento, páginas 100 a 119. Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile, República de Chile. 1975
2. BUREAU OF ENGINEERING, COMMONWEALTH OF PENNSYLVANIA. "Long-Duration Low Flow of Pennsylvania Streams ". chapter 4, theme 1: Lake Evaporation Loss, page -- 36. Water Resources Bulletin No. 7, Division of Natural Resources. Harrisburg, Pennsylvania, U.S.A. December, 1972.
3. DASTANE, N.G. " Precipitación Efectiva en la Agricultura de Regadío ". capítulo 2, inciso 3: Determinación de la Lluvia Efectiva mediante Fórmulas, páginas 24 a 30. Estudio sobre riego y avenamiento No. 25 de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO). Roma, Italia. -- 1974.
4. DIRECCION DE HIDROLOGIA DE LA S.R.H. " Instructivo para la Determinación de las Demandas de Riego en un Campo de Cultivo ". Boletín técnico de divulgación, Departamento de Estudios Hidrológicos. México, D.F. Agosto de 1973 (43 páginas).
5. DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO, S.R.H. " Determinación del Uso Consuntivo a partir de Datos de Evaporación en Tanque ". Memorandum Técnico No. 261. México, D.F. septiembre de 1968 (22 páginas).
6. DOORENBOS, J. and PRUITT, W.O. " Guidelines for Predicting Crop Water Requirements ". Part 1: Calculation of Crop Water Requirements, page 1 to 66. FAO -- Irrigation and Drainage Paper No. 24. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy. revised 1977.
7. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning ". chapter 5: - Water Use by Vegetation, page 126 to 162. W.H. Freeman and Company. San Francisco, U.S.A. 1978.
8. EAGLESON, P.S. " Dynamic Hydrology ". chapter twelve: Evaporation and Transpiration, page 211 to 242. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1970.
9. GARCIA LOZANO, F. y GONZALEZ BERNALDEZ, F. " Metodos en Uso y su empleo para cálculo de la Evapo-transpiración ". Publication No. 23 del Centro de Estudios Hidrográficos del Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. Febrero de 1964 (137 páginas).
10. GRASSI, C. " Estimación de los Usos Consuntivos de Agua y Requerimientos de Riego con fines de Formulación y Diseño de Proyectos. Criterios y Procedimientos ". capítulo 5: Procedimientos para estimar la Evapotranspiración, páginas 23 a 39. Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y Tierras. Documento No. 53. Mérida, Venezuela.
11. GRAY, D.M., MCKAY, G.A. and WIGHAM, J.M. " Energy, Evaporation and Evapotranspiration ". section III in the Handbook on the Principles of Hydrology, editor-in-chief Donald M. Gray. Water Information Center Inc. Huntington, N.Y., - U.S.A. reprinted 1973.
12. HARDING, S.T. " Evaporation from Pyramid and Winnemucca Lakes, Nevada ". Proceedings of the ASCE, Journal of the Irrigation and Drainage Division, vol. - 88, No. IR 1, page 1 to 13. March 1962.

13. HJELMFET, A.T. and CASSIDY, J.J. "Hydrology for Engineers and Planners". chapter 10: Evaporation, page 169 to 181. Iowa State University Press. Ames, Iowa, U.S.A. 1975.
14. HOUNAM, C.E. "Comparison between Pan and Lake Evaporation". Technical Note No. 126, WMO - No. 354. World Meteorological Organization. Geneva, Switzerland. 1973 (52 pages).
15. KUZMIN, P.P. and VERSHININ, A.P. "Determination of Evaporation in case of - the Absence or Inadequacy of Data". Proceedings of the Madrid Symposium, volume 2, page 217 to 226. Studies and reports in hydrology No. 16, UNESCO-WMO - IASH. Impreso en el Centro de Estudios Hidrográficos, Madrid, España. 1974.
16. LANE, R.K. "Estimating Evaporation from Insolation". Proceedings of the -- ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 90, No. HY5, page 33 to 41. - September 1964.
17. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. "Hidrología para Ingenieros". capítulo 5: Evaporación y Transpiración, páginas 123 a 156. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. segunda edición, 1977.
18. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. and PAULUS, J.L.H. "Applied Hydrology". chapter 8: Evaporation and Transpiration, page 154 to 181. McGraw-Hill Book Company, Inc. and Kōgakusha Company, Ltd. Tokyo, Japan. 1949.
19. LONGACRE, L.L. and BLANEY, H.F. "Evaporation at High Elevations in California". Transactions of ASCE, Vol. 128, paper No. 3513, page 444 to 465. 1963.
20. MARTIN ARNAIZ, M. "Evaporación y Transpiración". capítulo 6.4 del libro Hidrología Subterránea, Tomo I, directores de edición Emilio Custodio y Manuel R. Llamas, páginas 314 a 341. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. Primera edición, 1976.
21. MORENO ROBLES, R. "Instructivo para la Operación de Estaciones Climatológicas". Dirección General de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hídricos. México, D.F. (60 páginas).
22. MORTON, F.I. "Potential Evaporation and River Basin Evaporation". Proceedings of the ASCE, Journal of the Hydraulics Division, vol 91. No. HY6, page 67 to 97. November 1965.
23. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. "Glosario Hidrológico Internacional". WMO/OMM/BMO - No. 385. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial, Ginebra, Suiza. Primera Edición, 1974.
24. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. "Guía de Prácticas Hidrometeorológicas". Anexo A: Análisis Hidrológico, páginas A.1 a A.79. OMM - No. 168. TP. 82. Ginebra, Suiza. segunda edición, 1970.
25. PAIR, C.H., HINZ, W.W., REID, C. and FROST, K.R. "Sprinkler Irrigation", chapter V: Plant and Irrigation Water Requirements, page 97 to 172. The Irrigation Association, Silver Spring, Maryland, U.S.A. Fourth edition, 1975.
26. PALACIOS VELEZ, E. "Cuánto, Cuándo y Cómo Regar". Revista Ingeniería Hidráulica en México, Vol. XX, Num. 1, páginas 95 a 138. Secretaría de Recursos Hídricos. México, D.F. 1966.

27. PAPADAKIS, J. " Avances Recientes en el Estudio Hídrico de los Climas ". Publicación No. 81 del Instituto de Suelos y Agroecología, Secretaría de Estado de Agricultura y Ganadería de la Nación. República de Argentina, Buenos Aires. julio de 1962 (28 páginas).
28. REMENIERAS, G. " Tratado de Hidrología Aplicada ". capítulo V: Evaporación, Transpiración y Déficit de Escurrimiento, páginas 205 a 300. Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona, España. Segunda edición, 1974.
29. SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS. " Atlas del Agua de la República Mexicana ". México, D.F. 1976 (253 Láminas).
30. SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS DEL U.S.D.A. " Relación entre Suelo-Planta-Agua ". tema: Cuándo se debe regar, páginas 70 a 89. capítulo 1 de la sección 15: RIEGO, del Manual de Ingeniería de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (U.S.D.A.). Editorial Diana, S.A. México, D.F. 4a. impresión, julio de 1976.
31. TODD, D.K. " The Water Encyclopedia. A Compendium of Useful Information on - Water Resources ". chapter 2: Hydrologic Elements, section J: Evaporation, - page 90 to 92. Water Information Center. Huntington, N.Y., U.S.A. 1970.
32. VEIHMEYER, F.J. " Evapotranspiración ". section 11 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, - U.S.A. 1964.
33. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". chapter 4 and 5: Evaporation and Evapotranspiration, page 71 to 131. McGraw-Hill Publishing Company Limited. London. England. Second edition, 1975.
34. WILSON, E.M. " Engineering Hydrology ". chapter 3: Evaporation and Transpiration, page 34 to 53. The MacMillan Press Ltd, London, England. second edition, 1974.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. BOS, M.G. and NUGTEREN, J. " On Irrigation Efficiencies ". Publication No. 19 of The International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI). - Wageningen, The Netherlands. 2nd revised edition, 1978 (138 pages).
- B. BURNETT, G.E. and FLOREY, Q.L. " Evaporation Control- A Progress Report ". Volume 2 of The International Conference on Water for Peace. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., U.S.A. 1967.
- C. COMISION HIDROLOGICA DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO. " Evapotranspirómetro Modificado ". Folleto de Divulgación No. 3, Oficina de Hidrología, Secretaría de Recursos Hidráulicos. México, D.F. Noviembre de 1968 (20 páginas).
- D. CUBAS GRANADO, F. " Existing Methodology for Estimating Free Water Surface -- Evaporation ". Proceedings of the Madrid Symposium, volume 2, page 59 to 76. Studies and Reports in Hydrology No. 16. UNESCO-WMO-IASH. Impreso por el Centro de Estudios Hidrográficos, Madrid, España. 1974.
- E. SANCHEZ B., J.L. " Criterios Estadísticos para Predecir Pérdidas por Infiltración en Embalses ". Publicación No. 377 del Instituto de Ingeniería de la U.-

N.A.M. México, D.F. Septiembre 1976 (9 páginas).

F. SUTCLIFFE, J. " Las Plantas y el Agua ". Serie Cuadernos de Biología. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1979 (91 páginas).

G. WEBB, E.K. " A Pan-Lake Evaporation Relationship ". Journal of Hydrology, vol. 4, page 1-11. North-Holland Publishing Co., Amsterdam. 1966.

INDICE DETALLADO DEL CAPITULO 8:

ESCURRIMIENTO.

	página
OBJETIVO.	8-1
8.1 GENERALIDADES.	8-1
8.1.1 Definiciones y Unidades.	8-1
8.1.2 Origen del Escurrimiento.	8-2
8.1.3 Componentes del Escurrimiento.	8-2
8.2 PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.	8-2
8.2.1 Introducción.	8-2
8.2.2 Proceso del Escurrimiento.	8-3
8.2.3 Ciclo del Escurrimiento.	8-3
8.3 FACTORES QUE AFECTAN EL ESCURRIMIENTO.	8-5
8.3.1 Factores que Afectan el Volumen de Escurrimiento.	8-5
8.3.1.1 Factores climáticos.	8-5
8.3.1.2 Factores fisiográficos.	8-5
8.3.2 Factores que Afectan la Distribución en el Tiempo del Escurrimiento.	8-5
8.3.2.1 Factores meteorológicos.	8-5
8.3.2.2 Factores fisiográficos.	8-6
8.3.2.3 Factores humanos.	8-6
8.4 MEDICION DEL ESCURRIMIENTO.	8-7
8.4.1 Tipos de Técnicas de Medición.	8-7
8.4.2 Estaciones de Aforo.	8-7
8.4.2.1 Ideas generales.	8-7
8.4.2.2 Consideraciones de diseño de una estación de Aforos.	8-9
8.4.2.3 Escalas y limnigrafos.	8-10
8.4.2.4 Procedimiento de aforo con molinete.	8-11
8.4.3 Curvas Elevaciones-Gasto.	8-14
8.4.3.1 Generalidades.	8-14
8.4.3.2 Representación matemática de la curva elevaciones-gastos.	8-14
EJEMPLO 8.1	8-14
8.4.3.3 Correcciones por variaciones pequeñas en la sección - de control.	8-16
8.4.3.4 Correcciones por cambio de régimen y remanso.	8-16
8.4.3.5 Extrapolación de la curva elevaciones-gastos.	8-16
8.4.4 Aforos con Flotadores.	8-16
8.4.4.1 Aplicabilidad.	8-16
8.4.4.2 Procedimiento de Aforos.	8-17
8.4.4.3 Ventajas y desventajas del método.	8-17
8.4.5 Uso de Vertedores y Aforadores.	8-17
8.4.6 Uso de Sustancias Trazadoras.	8-17
8.4.6.1 Generalidades.	8-18
8.4.6.2 Aforo químico con integración.	8-18
EJEMPLO 8.2	8-18
8.4.6.3 Aforo químico por dilución.	8-20
8.5 RED HIDROMETRICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.	8-20
8.5.1 Ideas Generales.	8-20
8.5.2 Criterios Elementales de Diseño y Estado Actual.	8-22
8.5.3 Consideraciones Sobre el Desarrollo de la Red Hidrométrica.	8-23

	página
8.6 ANALISIS DE HIDROGRAMAS.	8-23
8.6.1 Componentes del Hidrograma.	8-23
8.6.2 Factores que Determinan la Forma del Hidrograma.	8-26
8.6.3 Tipos de Hidrogramas.	8-26
8.6.3.1 Clasificación de R.E. Horton.	8-26
8.6.3.2 Clasificación de D. Snider.	8-27
8.6.4 Técnicas de Separación de las Componentes del Hidrograma.	8-28
8.6.4.1 Introducción.	8-28
8.6.4.2 Análisis de la curva de vaciado del agua subterránea.	8-28
8.6.4.3 Técnicas de separación del gasto base.	8-29
8.6.4.4 Separación analítica de los tres componentes del hidrograma.	8-30
EJEMPLO 8.3	8-31
8.6.5 Cálculo de Volúmenes Escurridos.	8-32
8.6.5.1 Ideas generales.	8-32
8.6.5.2 Procedimientos de cálculo del volumen escurrido diario.	8-33
8.6.5.3 Gastos medio diario y máximo instantáneo.	8-33
8.6.5.4 Cálculo de volúmenes escurridos mensuales y anuales.	8-34
8.7 ANALISIS DE VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES.	8-36
8.7.1 Deducción de Registros Faltantes.	8-36
8.7.2 Incremento del Registro Anual por Regresión.	8-37
8.7.3 Homogeneidad, Consistencia y Estacionalidad.	8-38
8.7.3.1 Ideas generales y definiciones.	8-38
8.7.3.2 Uso de pruebas estadísticas para probar la homogeneidad.	8-39
EJEMPLO 8.4	8-39
8.7.3.3 Método de Gould para probar y corregir inconsistencia.	8-41
EJEMPLO 8.5	8-41
8.7.4 Estimación de Parámetros Estadísticos.	8-42
8.7.4.1 Longitud necesaria del registro histórico.	8-42
8.7.4.2 Escurrimiento medio anual.	8-43
8.7.4.3 Variabilidad de los escurrimientos anuales.	8-45
8.7.4.4 Persistencia del escurrimiento anual.	8-45
EJEMPLO 8.6	8-46
8.7.5 Análisis probabilístico.	8-48
8.8 ESTIMACION DE VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES.	8-48
8.8.1 Necesidad de Tal Estimación.	8-48
8.8.2 Clasificación de los Métodos que se Presentan.	8-48
8.8.3 Confiabilidad y Aplicabilidad de los Métodos que se Presentan	8-48
8.8.4 Métodos Basados en la Similitud de Cuencas.	8-49
8.8.4.1 Método de transporte de información hidrométrica.	8-49
EJEMPLO 8.7	8-50
8.8.4.2 Método de Heras.	8-52
EJEMPLO 8.8	8-52
8.8.4.3 Fórmula de Becerril.	8-55
EJEMPLO 8.9	8-55
8.8.5 Métodos Basados en Información Climatológica.	8-56
8.8.5.1 Método de Témez.	8-57
EJEMPLO 8.10	8-57
8.8.5.2 Fórmulas de Turc y Coutagne.	8-58
EJEMPLO 8.11	8-58
8.8.5.3 Método de Langbein.	8-58
EJEMPLO 8.12	8-60
8.8.5.4 Método de Smith.	8-60

	página
EJEMPLO 8.13	8-61
8.8.5.5 Método del Coeficiente de Escurrimiento.	8-61
EJEMPLO 8.14	8-61
8.8.6 Selección de Resultados.	8-62
8.8.6.1 Resumen gráfico de resultados.	8-62
8.8.6.2 Volúmenes escurridos anuales adoptados.	8-62
8.9 ESTIMACION DE VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES.	8-64
8.9.1 Métodos que se Presentan.	8-64
8.9.2 Método del Balance Hídrico Edafológico.	8-64
8.9.2.1 Generalidades.	8-64
8.9.2.2 Determinaciones y consideraciones previas.	8-64
8.9.2.3 Procedimiento operativo propuesto.	8-66
EJEMPLO 8.15	8-67
8.9.3 Método del U.S Soil Conservation Service para Zonas Agrícolas.	8-67
8.9.3.1 Generalidades.	8-69
8.9.3.2 Recomendaciones para su aplicación.	8-69
8.9.3.3 Procedimiento operativo del método.	8-69
8.9.4 Método de los Fragmentos.	8-69
8.10 RESUMEN DEL CAPITULO.	8-71
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	8-72
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.	8-75

CAPITULO 8: ESCURRIMIENTO.

OBJETIVO

El objetivo de este capítulo abarca el estudio general de la componente más importante del ciclo hidrológico, el Esgurrimiento, ya que desde el punto de vista del aprovechamiento de los recursos hidráulicos de una región o del país, el esgurrimiento de una corriente, constituye la disponibilidad para ser derivada y utilizada inmediatamente, en el riego y/o el abastecimiento de agua a las poblaciones, o bien, para ser almacenada en los embalses y empleada posteriormente en diversos fines, inclusive retenida para su control, con el objeto de reducir los daños que causa su abundancia.

El estudio del esgurrimiento, comprenderá la descripción del proceso y los factores que lo condicionan, así como de los diversos procedimientos empleados para su medición; posteriormente se citan las ideas básicas sobre las redes hidrométricas y por último, se abordan las metodologías y técnicas de análisis de los registros hidrométricos y de estimación del volumen esgurrido en cuencas sin aforos.

8.1 GENERALIDADES.

8.1.1 DEFINICIONES Y UNIDADES.

El esgurrimiento es la parte de la precipitación que fluye por gravedad por la superficie del terreno, o en el interior del mismo (24,204). Otra definición más completa, indica que el esgurrimiento es la parte de la precipitación que aparece en las corrientes superficiales, sean éstas, perennes, intermitentes o efímeras, y que regresa al mar o a los cuerpos de agua interiores (20,9).

Específicamente, se define como Flujo o ESCURRIMIENTO VIRGEN, el de una corriente no afectada por derivaciones artificiales, almacenamientos u otras obras construidas por el hombre, en los cauces o en la cuenca de drenaje (5,14-2).

El esgurrimiento, el cual también se conoce como gasto de un cauce, descarga de una

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica empleada y el segundo su página consultada.

corriente, rendimiento de la cuenca o aportación líquida, normalmente se expresa en las tres formas siguientes (41,238):

- 1a. En unidades de gasto, es decir, como un volumen en la unidad de tiempo. Usualmente se expresa en m^3/seg o en $Hm^3/\text{año}$.
- 2a. En unidades de gasto unitario, o sea en $m^3/\text{seg}/Km^2$ o $Hm^3/Km^2/\text{año}$.
- 3a. En lámina o tirante equivalente sobre la cuenca, en milímetros por día, por mes o por año. Estas unidades son particularmente útiles al comparar la precipitación y el escurrimiento.

8.1.2 ORIGEN DEL ESCURRIMIENTO.

De acuerdo a la porción de la superficie terrestre en la que se origina el escurrimiento, éste se puede dividir en: Escurrimiento SUPERFICIAL, Escurrimiento SUBSUPERFICIAL y Escurrimiento SUBTERRÁNEO (5,14-2). El escurrimiento Superficial es la parte del escurrimiento que viaja sobre el suelo y después por los cauces. La parte del escurrimiento superficial que fluye sobre el terreno hacia los cauces se llama FLUJO SOBRE EL TERRENO y su mecanismo de formación se presentó en el capítulo 5, inciso 5.11.

El escurrimiento Subsuperficial, también conocido como Flujo Subsuperficial o Infiltrado, es el escurrimiento debido a la porción de la precipitación que se infiltró en el terreno y se mueve lateralmente en los horizontes superiores del suelo hacia las corrientes. Una parte de este tipo de escurrimiento aparece rápidamente en los cauces y otra se percola hasta alcanzar el agua subterránea, cuya descarga producirá el Escurrimiento Subterráneo.

8.1.3 COMPONENTES DEL ESCURRIMIENTO.

El escurrimiento total proveniente de una cuenca típica heterogénea tiene 4 componentes: precipitación en los cauces, flujo sobre el terreno, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo. Sin embargo, con fines prácticos el escurrimiento total se clasifica generalmente en Escurrimiento DIRECTO y Escurrimiento BASE; el primero integrado por los tres primeros componentes y el segundo constituido por el escurrimiento subterráneo y el subsuperficial de lento drenaje. Lo anterior se ilustra en la Fig. 8.1 (41,239) de la página siguiente.

Durante una tormenta que produce escurrimiento, la precipitación total puede considerarse integrada por: Precipitación en Exceso y Pérdida de la Tormenta, estos dos conceptos ya fueron descritos en el capítulo 6, inciso 6.7. En la Fig. 8.2 (5,14-2) de la página 8-4, se muestra el desarrollo que sigue la precipitación total al generar el escurrimiento.

De todo lo anteriormente expuesto, se puede concluir que el escurrimiento proviene directa o indirectamente de la precipitación y de una u otra forma aparece siempre en los cauces de los ríos o arroyos, por lo cual para su estudio y conocimiento es indispensable el estudio de la precipitación y de las corrientes naturales (20,9).

8.2 PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

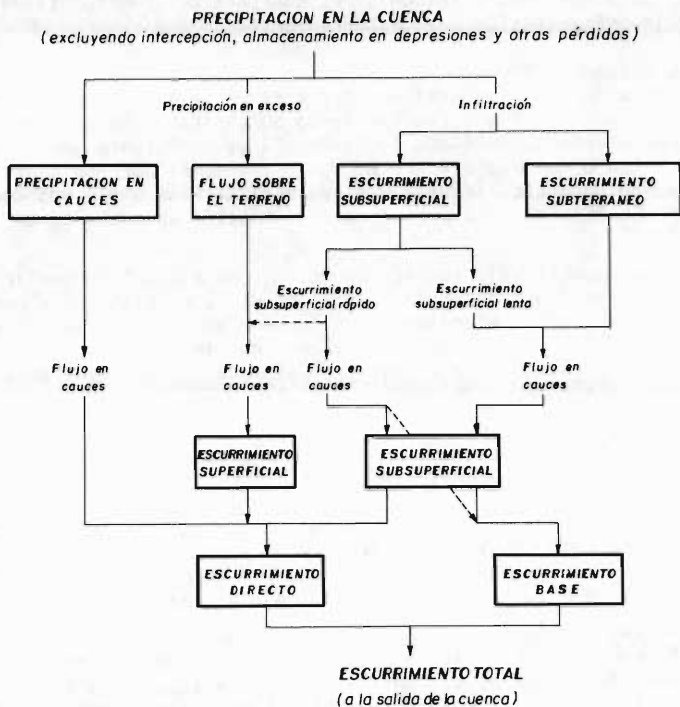
8.2.1 INTRODUCCION.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es en la actualidad bastante obvia, sin embargo ésta fue comprobada por primera vez, con el trabajo de Pierre - Perrault en la cuenca del río Sena, durante el siglo XVII. Perrault midió la precipitación en la cuenca del río Sena durante los años 1668, 1669 y 1670 obteniendo como valor medio 520 milímetros; posteriormente, estimó el escurrimiento anual de la cuenca y llegó a la conclusión que éste representaba sólo la sexta parte del volumen llovido, demostrando que las precipitaciones eran más que suficientes para justificar el escurrimiento en los ríos (6,37).

Actualmente, aunque resulta bastante claro identificar el escurrimiento como resultado de las precipitaciones, se requiere una descripción más completa del ciclo hídrico.

drológico del escurrimiento, para entender su mayor volumen durante los períodos húmedos y su ocurrencia durante los prolongados períodos de sequía. Para abordar lo anterior se describe primeramente el proceso inmediato de formación del escurrimiento y posteriormente el ciclo del escurrimiento según W.G. Hoyt.

Fig. 8.1
REPRESENTACION DE LAS COMPONENTES DEL ESCURRIMIENTO
 (R. C. Ward, 1975)



8.2.2 PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

Cuando llueve sobre un área, primeramente se presenta el proceso de intercepción - (capítulo 5, inciso 5.A) y posteriormente los procesos de infiltración (capítulo 6, inciso 6.A) y almacenamiento en depresiones (capítulo 5, inciso 5.B). El primer -- proceso da origen a la lluvia interceptada, el segundo a la lluvia infiltrada y el tercero al almacenaje en depresiones, de las cantidades anteriores, sólo una porción de la lluvia infiltrada es probable que origine escurrimiento.

Después que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia dará origen a la lluvia en exceso (capítulo 6, inciso 6.B). La lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial y posteriormente fluye hacia los cauces, como flujo por tierra (ver Fig. 5.9 del capítulo 5), esto constituye el escurrimiento superficial (32,84).

El agua que se infiltra primero satisface la deficiencia de humedad del suelo (capítulo 6, inciso 6.1.1) y posteriormente recarga al agua subterránea. La descarga del agua subterránea hacia los cauces da origen al gasto o escurrimiento base.

8.2.3 CICLO DEL ESCURRIMIENTO.

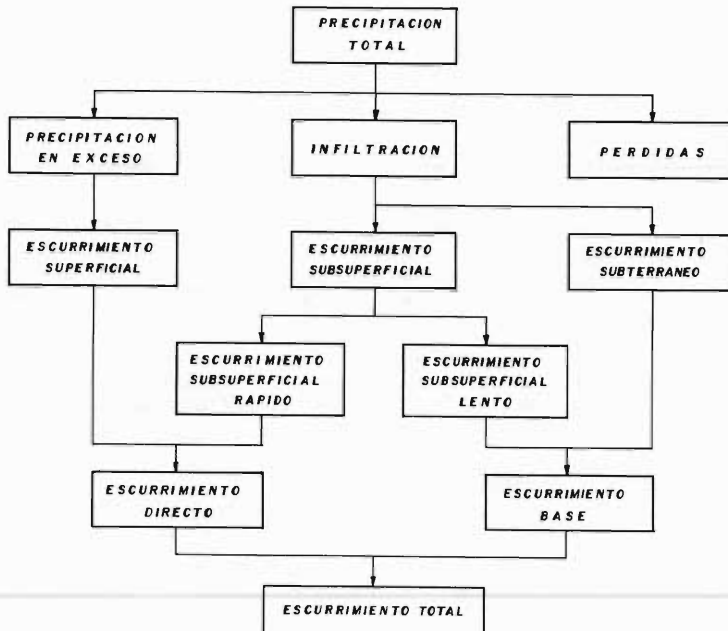
W.G. Hoyt describe el ciclo del escurrimiento considerándolo compuesto de cinco fa

ses, las cuales se describen a continuación (5,14-3 y 20,10):

La primera fase comprende la época seca en la que la precipitación es escasa o nula. El flujo en los ríos es alimentado únicamente por los mantos de agua subterránea. La evaporación y la transpiración son bastante intensas, lo cual hace que el agua contenida por las plantas, la del suelo, la de los depósitos de agua y la de los cauces, se vaya perdiendo rápidamente, de tal suerte que si esta fase no fuera interrumpida, llegarían a secarse las corrientes. En regiones de clima frío donde la precipitación es en forma de nieve y la temperatura permanece bajo cero, no sucede ningún cambio respecto a lo anteriormente descrito. Si la temperatura permite el deshielo, habrá agua disponible para mantener las corrientes y esta primera etapa quedará interrumpida, iniciándose así la segunda fase.

Fig. 8.2
RELACION ENTRE LA PRECIPITACION Y EL ESCURRIMIENTO TOTAL

(V.T. Chow, 1964)



En la segunda fase, empieza el período húmedo. Caen las primeras precipitaciones, cuya función principal es la de satisfacer la deficiencia de humedad del suelo. -- Las corrientes superficiales, en caso de no haberse secado, siguen siendo alimentadas por el escurrimiento subterráneo. En esta etapa, si ocurre escurrimiento superficial, éste es mínimo. La evapotranspiración se reduce. Cuando existe nieve, ésta absorbe parte de la lluvia caída y su efecto de almacenamiento alargará este segundo período. A través del suelo congelado puede infiltrarse el agua precipitada si su contenido de humedad es bajo. Así la cantidad de agua destinada al escurrimiento aumentará durante el deshielo.

La tercera fase se refiere al período húmedo en una etapa más avanzada. Se satisface el almacenamiento en depresiones, así como la deficiencia de humedad del suelo, de manera que el agua infiltrada, al saturar la capa del suelo, pasa por gravedad a aumentar las reservas de agua subterránea. Al disminuir la capacidad de infiltra

ción, se presenta el escurrimiento superficial, que puede o no llegar a los cauces de las corrientes, esto depende de las características del suelo sobre el que el agua se desliza. Si el cauce continúa seco, el aumento del manto freático puede -- ser, en esta fase, suficiente para tener la pendiente necesaria y descargar en los cauces. Si el gasto de la corriente sufre un aumento considerable, en lugar de que sea alimentada por el almacenamiento subterráneo (corriente efluente), la corriente contribuirá al incremento de dicho almacenamiento de agua subterránea (corriente influente). Durante esta etapa la evaporación es lenta. En caso de que exista nieve y su capacidad para retener la lluvia haya quedado satisfecha, la lluvia al llegar a la superficie, se convertirá directamente en escurrimiento superficial. Si el suelo permanece congelado, retendrá la infiltración, lo que favorecerá el -- flujo por tierra, pero en cuanto se descongele el escurrimiento superficial disminuirá y aumentará la reserva subterránea.

La cuarta fase se relaciona con la continuación del período húmedo, cuando la lluvia ha satisfecho todo tipo de almacenamiento hidrológico. En algunos casos el escurrimiento subsuperficial llega a las corrientes tan rápido como el escurrimiento superficial. El manto freático aumenta constantemente y llega a aflorar, o bien, la velocidad de descarga hacia las corrientes puede llegar a ser igual a la de recarga, de manera que la lluvia representa un incremento directo al escurrimiento superficial. Desde luego, el manto freático alcanza la superficie en regiones llanas y pantanosas, o bien, en zonas donde se tienen períodos de lluvias densas y prolongadas. Los efectos de la nieve y el hielo son semejantes a los de la tercera fase.

La quinta fase se presenta cuando el período de lluvias ha cesado y termina cuando las reservas de agua del subsuelo quedan de tal manera reducidas que se presentan las características de la primera fase. Las corrientes se abastecen del escurrimiento subsuperficial, del subterráneo y del almacenamiento subterráneo efectuado por el propio cauce. El manto freático va perdiendo altura poco a poco. La evapotranspiración empieza a tener mayor acción. En el caso de existir nieve, cuando la temperatura está bajo 0°C el efecto es reducido y cuando está sobre 0°C produce la -- prolongación de esta fase.

Debe hacerse notar que las fases mencionadas constituyen una descripción muy simplificada del ciclo hidrológico del escurrimiento. El proceso es más complicado de lo que está influenciado por varios factores geográficos que varían de una región a otra.

8.3 FACTORES QUE AFECTAN EL ESCURRIMIENTO.

En general, resulta conveniente diferenciar en dos grupos los factores que afectan el escurrimiento: el primero, integrado por los factores que influyen en su volumen, durante un período de varios años; el segundo, por aquellos factores cuya influencia combinada determina la distribución en el tiempo del escurrimiento, durante períodos menores a un año y comúnmente durante varios días, algunas horas o incluso varios minutos.

8.3.1 FACTORES QUE AFECTAN EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO.

8.3.1.1 FACTORES CLIMATICOS. La influencia obvia y probablemente la más efectiva -- en el volumen del escurrimiento, es el balance medio entre la precipitación y la evapotranspiración de la cuenca (41,262).

8.3.1.2 FACTORES FISIOGRAFICOS. En este grupo se engloban las características físicas de la cuenca, siendo lógicamente la más importante, su tamaño. En forma indirecta, la pendiente de la cuenca y sus tipos de suelos y rocas, influyen en el volumen de escurrimiento, ya que afectan la infiltración y por lo tanto, la evapotranspiración. Finalmente, la altitud de la cuenca, puede influir también indirectamente, a través del efecto orográfico en la precipitación (41,263).

8.3.2 FACTORES QUE AFECTAN LA DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DEL ESCURRIMIENTO.

8.3.2.1 FACTORES METEOROLOGICOS. Tomando en cuenta que las diversas clases de precipitación son la materia prima del escurrimiento, los factores meteorológicos se-

rán por lo tanto los de mayor influencia, al grado que su variación en el tiempo - tiene a estar estrechamente relacionada con las variaciones similares del escurri- miento. Los principales aspectos de la precipitación que afectan el escurrimiento son los siguientes:

CLASE DE PRECIPITACION: si la precipitación ocurre en forma líquida, el escurri- miento se presentará con relativa rapidez, en cambio, si ocurre en forma sólida no se sentirá inmediatamente su efecto, a menos que ocurra rápidamente su licuefacción (20,11).

INTENSIDAD DE LA PRECIPITACION: como se indicó anteriormente la intensidad de la - precipitación origina o no escurrimiento y por ello, cualquier aumento o disminu- ción tiene efectos inmediatos en el escurrimiento.

DURACION DE LA PRECIPITACION: en general, a mayor duración de la precipitación ma- yor escurrimiento y viceversa, independientemente de la intensidad, pues lluvias - no muy intensas pero prolongadas, reducen bastante la capacidad de infiltración, - favoreciendo el escurrimiento.

DISTRIBUCION Y TRAYECTORIA DE LA PRECIPITACION: para un volumen dado de precipita- ción, el escurrimiento que origina, resulta muy diferente si la lluvia es uniforme sobre la cuenca (lluvia ciclónica de frente cálido), o si tal lluvia ocurre en un área pequeña (aguacero o lluvia de frente frío). En el primer caso, la lluvia ten- drá baja intensidad y favorecerá la recarga y por lo tanto, el gasto base, aumen- tando el volumen de escurrimiento a largo plazo si la cuenca es grande; en el se- gundo caso, se generará un gran escurrimiento superficial (41,264).

Con respecto a la trayectoria de la tormenta, se puede indicar que se generará ma- yor escurrimiento si la tormenta se mueve dentro de la cuenca o si sólo la atravie- sa. Por otra parte, el escurrimiento será más uniforme si la lluvia avanza en sen- tido contrario al drenaje de la cuenca y más rápido si se desplaza en el sentido - de la corriente (20,12).

OTROS FACTORES CLIMATICOS: otros factores, como la intercepción, la evapotranspira- ción y la humedad del suelo, afectan también el escurrimiento, aunque en menor gra- do que la precipitación.

8.3.2.2 FACTORES FIOGRAFICOS. En este grupo se incluyen los factores que depen- den de la topografía de la cuenca y de las características físicas del terreno. Ta- les factores empiezan a influir en el momento en que la precipitación llega a la - superficie.

TOPOGRAFIA: dentro de este concepto se incluyen todas las características geomorfo- lógicas descritas en el capítulo 2, como son: tamaño, forma, pendiente, altitud y orientación de la cuenca.

GEOLOGIA: la permeabilidad o impermeabilidad de las estructuras geológicas que for- man el terreno, condicionan enormemente el escurrimiento (ver inciso 2.10 del capí- tulo 2).

SUELOS: este factor interviene en cuanto a su capacidad de infiltración (ver inci- so 6.2.2 del capítulo 6).

CUBIERTA VEGETAL DEL TERRENO: el efecto de la vegetación en la distribución del es- currimiento ha recibido gran atención, sin embargo, debido a la complejidad del -- problema, se ha dividido en efectos individuales que comprenden la intercepción (- capítulo 5), la evapotranspiración (capítulo 7), la infiltración y la humedad del suelo (capítulo 6). Se sugiere consultar las descripciones iniciales de cada proce- so en los capítulos indicados.

RED DE DRENAJE: incluye los aspectos que se refieren a las características de los cauces que comprenden el sistema fluvial de la cuenca. Sus efectos en el escurri- miento ya fueron bosquejados en los incisos 2.3, 2.9.1 y 2.11.1 del capítulo 2.

8.3.2.3 FACTORES HUMANOS. Prácticamente no existen en el mundo áreas en las cuales

el escurrimiento no haya sido afectado por las obras y acciones del hombre. Los embalses, los drenajes, las urbanizaciones, las zonas de riego y las diversas obras en los cauces, originan un cambio en la respuesta de la cuenca a la lluvia y consecuentemente, el modelo y distribución del escurrimiento ha sido cambiado (41,272).

ESTRUCTURAS HIDRAULICAS: los embalses modifican el régimen de escurrimiento en los ríos, principalmente para adecuarlo a los fines o propósitos del embalse, como son: el riego, la generación de energía eléctrica y el abastecimiento de agua potable; o bien, lo controlan o regulan para reducir los daños causados por las avenidas o crecientes. Como efectos colaterales se tienen las modificaciones que sufre el nivel freático como consecuencia del agua almacenada y la reducción del transporte de sólidos por la corriente. Otros efectos en el escurrimiento se deben a las estructuras construidas sobre los ríos con propósitos de protección contra las crecientes, o aquellas, construidas en los pequeños colectores de la cuenca, con fines de conservación de suelos o vegetación.

PRACTICAS AGRICOLAS: un segundo aspecto de la influencia del hombre en el escurrimiento, resulta de la aplicación de técnicas agrícolas específicas y otras prácticas complementarias, como las siguientes: deforestaciones y reforestaciones, técnicas de conservación y obras de drenaje. Para obtener una idea completa de los efectos de tales obras y prácticas se sugiere consultar las referencias recomendadas - K, D y F.

URBANIZACION: la urbanización reduce notoriamente la capacidad de infiltración favoreciendo el escurrimiento y acelerándolo por medio de los sistemas de drenaje urbano. Como resultado se incrementan los gastos máximos (avenidas) y sus volúmenes de escurrimiento directo. Por otra parte, también se afecta la calidad del agua y la ocurrencia de otras variables hidrológicas. Mayores detalles sobre los efectos de las urbanizaciones en el escurrimiento se pueden consultar en las referencias recomendadas L y C.

8.4 MEDICION DEL ESCURRIMIENTO.

8.4.1 TIPOS DE TECNICAS DE MEDICION.

En la actualidad existe un gran número de técnicas o métodos para medir el escurrimiento de un río o mejor dicho para medir el gasto de un cauce en un punto e instante determinados. Todos los métodos disponibles pueden ser incluidos en alguno de los tres grupos siguientes (28,3):

- 1o. Métodos basados en la medición de la velocidad del agua y área transversal del río.
- 2o. Métodos que involucran la construcción de estructuras artificiales, como aforadores o vertedores.
- 3o. Métodos de aforo por dilución.

El método a seleccionar para la medición del gasto de un río, depende principalmente del tamaño de éste, de la precisión requerida y del tiempo y equipo disponible. Una guía para la selección del método más adecuado de acuerdo al tamaño del río y a la precisión deseada, se tiene en la Tabla 8.1 (28,3) de la página siguiente.

8.4.2 ESTACIONES DE AFORO.

8.4.2.1 IDEAS GENERALES. Se llaman ESTACIONES DE AFOROS a los lugares en los cuales se practican, sistemáticamente, observaciones para conocer el régimen de una corriente (33,9). De todos los métodos citados en el inciso anterior para medir el gasto de un río, el más económico y práctico es el que está basado en la medición del área transversal de la corriente y de la velocidad del flujo, determinada ésta última, por medio de un molinete hidráulico.

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

- 1) Rueda giratoria de aspas o copas, las cuales el agua en movimiento las hace girar.

- 2) Mecanismo de conteo del número de vueltas de la rueda giratoria.
- 3) Timón o aletas direccionales.
- 4) Contrapeso estabilizador o escandallo.

T A B L A 8.1
APLICABILIDAD DE LAS TECNICAS DE MEDICION DE GASTO DE UN CAUCE.
 (D.I. SMITH Y P. STOPP, 1978)

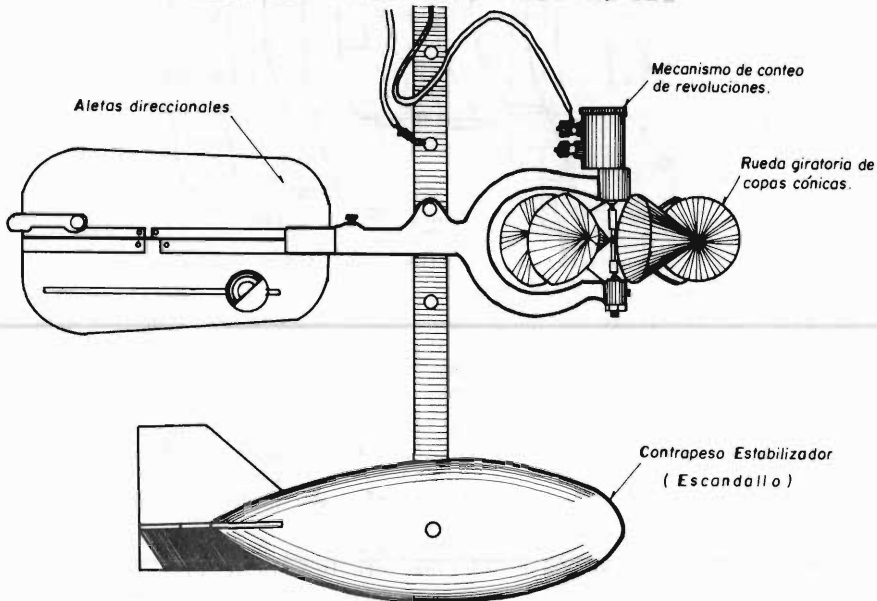
TAMAÑO DE LA CORRIENTE.	METODOS DE AREA Y VELOCIDAD.		ESTRUCTURAS ARTIFICIALES. (Aforadores y Vertedores).	METODOS DE AFORO POR DILUCION.
	USANDO UN MEDIDOR DE VELOCIDAD.	USANDO FLOTADORES.		
PEQUEÑA.	Difícil si la corriente es somera, menor de 30cm. *	No muy útil si la corriente es somera, menor de 30 cm.	Los vertedores triangulares y rectangulares son los más usuales. *	Buen método y factible de utilizar con sal como disolvente. **
MEDIA.	Métodos de vadeo, cable canastilla o en puentes. *	Util como método de reconocimiento. **	Posible de usar con aforadores, con gastos de hasta 100 m ³ /seg.	Posible, utilizando tintes y equipo sensible.
GRANDE.	Posible, pero es requerido cable y canastilla.	Pueden ser utilizados para trabajos de reconocimiento o en avenidas. **	No aplicable debido al tamaño y por consiguiente al costo.	Posible, pero rara vez usada.

* Método apropiado si es disponible algún medidor de velocidad.

** Método que requiere relativamente poco equipo.

En la Fig. 8.3 (33,94) siguiente, se ilustra un molinete de copas cónicas.

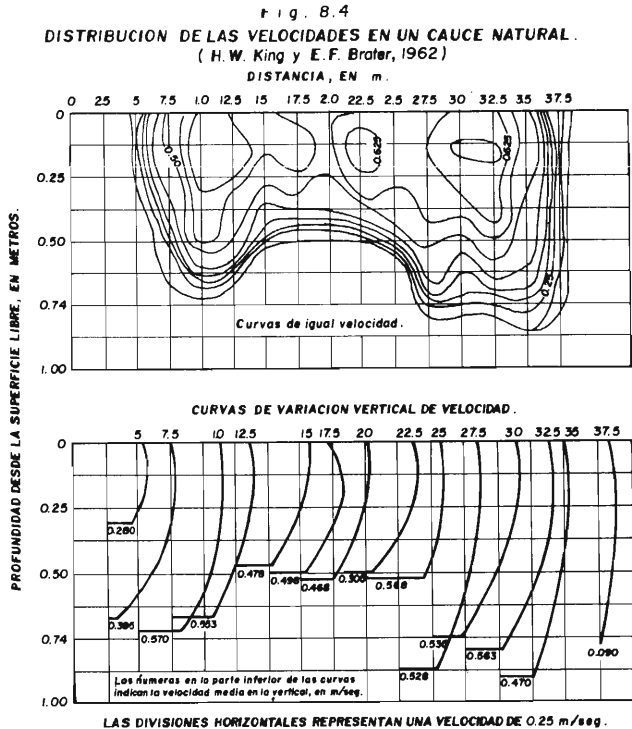
Fig. 8.3
MOLINETE GURLEY TIPO PRICE No. 622



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

Ya que la velocidad del agua varía de un punto a otro en la misma sección transversal del cauce, siguiendo aproximadamente una parábola en cualquier vertical, como se muestra en la Fig. 8.4 (16,420) siguiente, entonces es necesario efectuar mediciones en diversos puntos y para ello, se requiere contar con un medio de traslado para el aforador. De acuerdo al medio utilizado para cruzar la corriente, al efectuar los aforos las estaciones hidrométricas se clasifican en (33,15):

- a) Estaciones de vadeo.
- b) Estaciones de puente.
- c) Estaciones de cable y canastilla.
- d) Estaciones de embarcación.



Las estaciones hidrométricas donde se emplea el método de medición del área y la velocidad, están constituidas por un tramo de cauce denominado 'tramo de aforos', en el cual se ejecutan las operaciones de aforo y en el cual están localizadas la sección y estructura de aforos, las escalas, el limnógrafo y la sección de control; posteriormente se describen estos elementos.

8.4.2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE UNA ESTACION DE AFOROS. El primer paso en el establecimiento de una estación de aforos, consiste en la selección del sitio y -- del tramo de aforos. Un sitio adecuado implica su localización cercana al punto -- donde se requiere conocer el escurrimiento del río, además de ser fácilmente accesible y de que en tal sitio pueda instalarse una estructura segura y económica para realizar los aforos. Con respecto al tramo de aforos, éste deberá ser recto, regular, tener fondo impermeable y ser prácticamente invariable (33,19). El flujo en el tramo de aforos deberá ser tranquilo (no turbulento) y la velocidad del agua será ni muy lenta ni demasiado fuerte, sugiriéndose que quede comprendida entre 0.10 y 2.5 m/seg (33,17).

Posteriormente, aguas abajo del sitio de la estación de aforos, debe procurarse que exista, o que sea fácil de construir, una sección invariable o sección de control'

cuyo objeto es garantizar la relación elevaciones-gastos de la estación, de manera semejante a la cresta de un vertedor (33,18). Un control natural se consigue en -- los tramos de la corriente en que el cauce es prácticamente uniforme e invariable y el escurrimiento está libre de perturbaciones producidas por remansos y deriva-- ciones. Siempre que sea posible se buscará una sección de control natural, ya que por ejemplo, en las grandes corrientes resulta antieconómico su construcción (33,-49).

8.4.2.3 ESCALAS Y LIMNIGRAFOS. El NIVEL DEL AGUA en un cauce es la elevación del - flujo o escurrimiento en una estación de aforo, o en un punto determinado de la co-- rriente, medida por encima de un cero arbitrario de referencia, el cual comúnmente se toma por debajo del nivel para el cual el flujo es cero (18,89). La medición del nivel de agua en un cauce es bastante fácil de llevar a cabo y es sumamente impor-- tante, debido a la estrecha relación que guarda con el gasto que conduce el río. - Los instrumentos que se emplean para medir el nivel del agua, son los LIMNIMETROS y los LIMNIGRAFOS.

Los limnómetros son de dos tipos, Directos o Indirectos, los primeros son las lla-- madas ESCALAS. Las escalas son reglas graduadas cuyo objeto es medir las variacio-- nes del nivel del agua en la corriente, se instalan en una parte accesible y pro-- funda del cauce, o en un pozo comunicado con él, donde llega el agua por el princi-- pio de los vasos comunicantes (33,5). La escala permite la lectura directa del ni-- vel del agua y para que produzca resultados satisfactorios deberá cumplir con las condiciones siguientes:

1. Posición invariable.
2. Instalación en un lugar fácilmente accesible o visible.
3. Longitud suficiente para registrar todas las fluctuaciones de nivel.
4. Graduaciones claras e inalterables por los agentes naturales.
5. Larga duración.

Los limnómetros indirectos son instalaciones donde el nivel del agua en la corrien-- te, se obtiene por un procedimiento diferente a la simple lectura de la escala en -- el cauce, los más comunes son el de peso suspendido y el de cable y peso. El prime-- ro consiste en bajar un peso desde un puente o estructura parecida, hasta tocar la -- superficie del agua; el nivel se determina restando la longitud del cable desarrol-- lado, a la altura de una referencia en el puente. El segundo, tiene un tambor con una circunferencia tal, que cada vuelta desarrolla una cierta longitud el cable. Un contador registra el número de revoluciones del tambor y la fracción de vuelta, -- por lo demás es idéntico al anterior.

Un tipo especial de escalas, son los llamados MAXIMETROS, cuyo objetivo es propor-- cionar el nivel más alto alcanzado por la corriente en su época de aguas altas o -- de avenidas. Aunque se han desarrollado gran variedad de estas escalas, los tipos -- más comunes incluyen pequeños flotadores que suben con el nivel pero no pueden des-- cender por debajo del nivel máximo y las pinturas solubles aplicadas en las pilas -- de los puentes fuera del alcance de la lluvia (18,92).

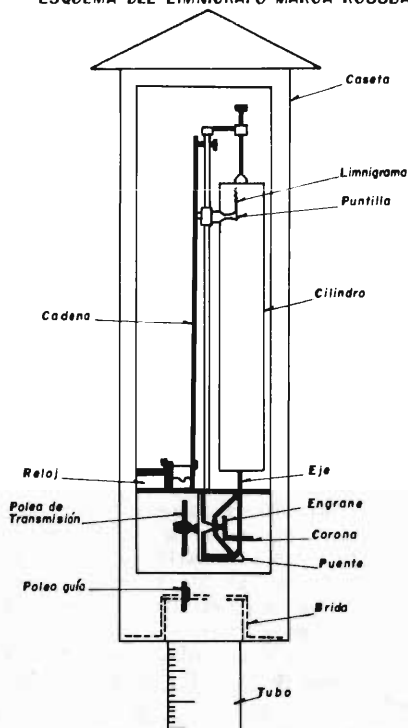
Los limnógrafos son aparatos que registran continuamente las variaciones del nivel -- del agua en el río. Son dos los sistemas fundamentales de funcionamiento de los -- limnógrafos, uno, basado en el registro del movimiento de un flotador y otro, basa-- do en el registro de la variación de la presión del agua (20,17), éstos últimos, -- bastante útiles en ríos con orillas muy tendidas o cauce muy amplio.

Los limnógrafos de flotador constan de un tambor acoplado a un sistema de reloj-- ría, un flotador con contrapeso y una caja o cilindro que protege al mecanismo de la humedad y del polvo. En el tambor va colocada la gráfica donde se registra me-- diante una plumilla o lápiz la variación del nivel del agua. En la Fig. 8.5 de la -- página siguiente se esquematiza el limnógrafo de flotador, más utilizado en la Re-- pública Mexicana.

Los limnógrafos de flotador requieren de un pozo amortiguador que sirve para prote-- ger el flotador y los cables del contrapeso de los residuos flotantes y del oleaje

superficial. En su versión más sencilla y económica, el pozo amortiguador está --- constituido por un tubo de lámina acanalada, que se fija en la pila de un puente, por ejemplo. El agua entra por el fondo abierto del pozo, pudiéndose instalar un cono invertido sobre su fondo para reducir el tamaño de la abertura y suprimir los efectos de las ondas superficiales (18,90). Estos pozos son menos susceptibles de llenarse con sedimentos, debido a su fondo abierto.

Fig. 8.5
ESQUEMA DEL LIMNIGRAFO MARCA ROSSBACH.



En otros tipos de limnógrafos, el flotador transmite sus movimientos al tambor que lleva el papel y el reloj comunica su movimiento uniforme al lápiz del aparato registrador (33,64). En los diversos modelos que se fabrican de limnógrafos de flotador, se tienen variantes principalmente debido al período de la gráfica y a la escala de los niveles medidos y así se tienen limnógrafos de registro semanal, mensual y hasta de varios meses. Respecto a las escalas, generalmente son de uno o dos milímetros por hora para los tiempos y de 1:1, 1:2, 1:5, 1:10, 1:20 y 1:50 para las fluctuaciones de nivel (33,64).

Existen otros dos tipos de limnógrafos más modernos, que ya son bastante utilizados en los países desarrollados, éstos son los de registro periódico y los teletransmisores. En las referencias recomendadas G, A y M se puede encontrar mayor información sobre los diversos tipos de aparatos hidrométricos disponibles actualmente.

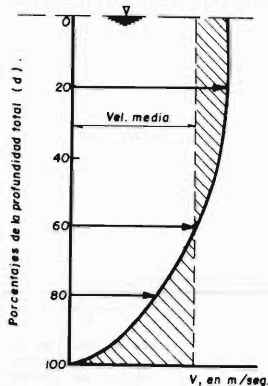
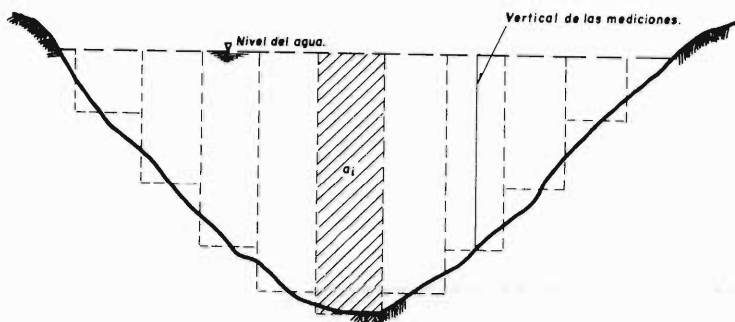
Los limnógrafos deben ser instalados en las estaciones hidrométricas de primer orden, en corrientes con fuertes fluctuaciones de nivel, en sitios de difícil acceso y donde no sea posible disponer de un operador.

8.4.2.4 PROCEDIMIENTO DE AFORO CON MOLINETE. En términos generales, el aforo de una corriente consiste en evaluar su área hidráulica y estimar su velocidad media, pa-

ra que el producto de ambas cantidades conduzca al gasto que circula. Sin embargo, el número de puntos en los que se debe medir la velocidad para obtener su valor -- promedio en la sección, serían demasiados para realizar tal operación en un tiempo corto, de manera que el cambio de nivel en la corriente fuera despreciable. Para salvar la dificultad anterior, se ha desarrollado un procedimiento práctico de aforos, que consiste en dividir el área transversal de la corriente en secciones verticales, cuyo número se recomienda que sea de 20 a 30, dependiendo del ancho del río (ver Fig. 8.6 siguiente). En rigor se busca que ninguna sección incluya más del 10% del gasto total (18,96).

Fig. 8.6
DIVISION DEL AREA HIDRAULICA DEL CAUCE PARA ESTIMACION DEL GASTO.

CURVA DE VELOCIDADES EN UN EJE VERTICAL DE UNA CORRIENTE.



La determinación de la velocidad en la parte media de cada sección, empleando el molinete, se puede llevar a cabo según varios procedimientos, que se diferencian -- primordialmente por la profundidad a la cual se hacen las mediciones de la velocidad en la vertical, como se ilustra en la Fig. 8.6 anterior. Los procedimientos comúnmente empleados son los 4 siguientes, los cuales se presentan en orden progresivo de exactitud (33,99):

METODO DE MEDICION EN SUPERFICIE: cuando la velocidad del flujo es mayor de 2.5 -- m/seg, es preferible prescindir de las observaciones en el perfil, debido a la dificultad para mantener el molinete en posición correcta, en tales casos basta con medir a unos 15 centímetros por debajo de la superficie, para evitar que el molinete sea golpeado por los cuerpos flotantes. Esta técnica también es aplicable cuando la profundidad de la sección es escasa, o bien, cerca de las orillas del cauce.

Del análisis de muchas curvas de velocidad en la vertical (ver Fig. 8.4 en la página 8-9), se ha encontrado que la velocidad media es aproximadamente el 90% de la velocidad superficial (33,99).

METODO DE LA MEDICION A 0.60: el método más sencillo consiste en colocar el molinete a 0.60 de la profundidad, a partir de la superficie hacia el fondo, lo anterior se basa en la similitud que se ha encontrado entre la velocidad media y la medida a la profundidad citada. Este método es recomendado en corrientes con variaciones rápidas del gasto, o bien, en secciones amplias y poco profundas.

METODO DE LAS MEDICIONES A 0.2 Y 0.8: si se toman mediciones a 0.2 y 0.8 de la profundidad, a partir de la superficie, el promedio de ambas mediciones será una estimación más precisa de la velocidad media.

METODO DE VARIAS MEDICIONES: cuando se desea más precisión, la profundidad de la corriente es mayor de 3.0 metros y las condiciones del escurrimiento lo permiten, se pueden practicar un mayor número de observaciones en la vertical, la velocidad media se obtiene por pesado de la influencia de cada medición en la vertical. Ver

lámina # 26 de la referencia 33.

El procedimiento de operación y cálculo de un aforo es como sigue:

1. Se divide el área transversal en secciones.
2. A la mitad de cada sección se toman mediciones con el molinete a 0.6 ó -- 0.2 y 0.8 de la profundidad, para estimar la velocidad media.
3. Se multiplica la velocidad media por el área de la sección, ésta última, calculada por el producto de su ancho por su profundidad media. La profundidad media de cada sección se calcula con la fórmula siguiente (33,110):

$$\text{Prof. Media} = \frac{(a + 2b + c)}{4} \quad (8.1)$$

siendo:

a = profundidad en el extremo inicial de la sección.

b = profundidad en el centro de la sección (en esta vertical se realizan las mediciones de velocidad).

c = profundidad en el extremo final de la sección.

4. Por último, se suman los incrementos de caudal y se calcula la velocidad media de la sección, dividiendo el gasto total entre el área hidráulica - de la corriente en el momento del aforo.

El procedimiento anterior es conocido con el nombre genérico de METODO DE SECCION Y VELOCIDAD. En la Tabla 8.2 (33,102) se muestra un registro y cálculo de un aforo con molinete.

TABLA 8.2
REGISTRO Y CALCULO DE UN AFORO

SONDEOS		MOLINETE					VELOCIDAD				SECCION			OBSERVACIONES
DISTAN- CIA DEL PUNTO INICIAL	PROFUN- DIDAD	PROFUNDIDAD DE LA OBSERVACION		No. DE REVOLU- CIONES	TIEMPO EN. SEG.	REVOLU- CIONES POR. SEG.	EN EL PUNTO	COEFL. CIENTE	MEDIA DEL GRAMO	ANCHURA	PROPUN- DIDAD MEDIA	AREA	GASTO PARCIAL	
m	m	m/medo	m				m/seg		m/seg	m	m	m ²	m ³ /seg	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
15.30	0.00	0	A	M	I									
16.15	0.23	Sup.		5	48		0.080	0.90	0.072	1.70	0.200	0.34	0.024	
17.00	0.34													
18.50	0.46	0.6	0.28	10	51		0.141	1.00	0.141	3.00	0.498	1.49	0.210	
20.00	0.73													
21.50	1.20	0.2	0.24	10	42		0.168		0.160	3.00	1.203	3.61	0.678	
		0.8	0.96	10	47		0.162							
23.00	1.68													
24.50	2.05	0.2	0.41	15	50		0.213		0.201	3.00	2.085	6.26	1.258	
		0.8	1.64	15	57		0.188							
26.00	2.56													
27.60	2.86	0.2	0.57	15	40		0.263		0.247	3.00	2.865	8.60	2.124	
		0.8	2.29	15	46		0.230							
29.00	3.18													
30.50	3.60	0.2	0.72	20	41		0.336		0.312	3.00	3.550	10.65	3.323	
		0.8	2.88	20	48		0.288							
32.00	3.82													
33.50	3.63	0.2	0.73	25	47		0.369		0.354	3.00	3.520	10.56	3.738	
		0.8	2.90	20	40		0.339							
35.00	3.00													
36.50	3.53	0.2	0.71	20	50		0.277		0.247	3.00	3.330	9.99	2.468	
		0.8	2.82	15	49		0.217							
38.00	3.26													
39.50	2.80	0.2	0.56	15	56		0.192		0.176	3.00	2.653	7.96	1.401	
		0.8	2.24	10	44		0.160							
41.00	1.75													
42.00	1.46	0.2	0.29	10	49		0.146		0.138	2.00	1.615	3.23	0.446	
		0.8	1.17	10	56		0.129							
43.00	1.79													
44.05	0.66	0.6	0.39	10	53		0.136	1.00	0.136	2.10	0.773	1.62	0.220	
45.10	0.00	0	A	M	D									Vm = 0.246 m/seg
												64.31	15.790	

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS SERVICIOS HIDROMETRICOS	FECHA : Enero 7 de 1963	AFORO NUMERO : 5
ESTACION : El Tombar	MOLINETE : Gurley 622 No. 36133 marca, tipo y número	PROMEDIO LECT. SEC. : 1.40 m
CORRIENTE : Río Lerma	NUMERO DE LA TABLA DE VELOCIDAD USADA : _____	AREA TOTAL : 64.31 m ²
CUENCA : Río Lerma	OBSERVADOR : A. Aviles D.	VELOCIDAD MEDIA : 0.246 m/seg
	PRINCIPIO : 10 A 30 mín. LECT. SEC. : 1.40	GASTO TOTAL : 15.790 m ³ /seg
	TERMINO : 11 A 30 mín. LECT. SEC. : 1.39	

8.4.3 CURVAS ELEVACIONES-GASTO.

8.4.3.1 GENERALIDADES. Las mediciones periódicas del gasto y las observaciones simultáneas del nivel en la corriente proporcionan la información para el trazado de la llamada Curva Elevaciones-Gastos, o simplemente, Curva de Gastos. En la mayoría de los casos, la curva de gastos de una sección, es parabólica, sin embargo, puede mostrar algunas irregularidades si el control cambia entre gastos bajos y altos, o si la sección transversal es irregular (18,99).

La utilidad básica de la curva de gastos, consiste en permitir inferir rápidamente el gasto de un instante, con sólo conocer la elevación de la superficie del agua en la corriente.

8.4.3.2 REPRESENTACION MATEMATICA DE LA CURVA ELEVACIONES-GASTOS. Prácticamente todas las curvas de gastos pueden ser transformadas en una línea recta en papel logarítmico y por lo tanto, en base a la técnica de mínimos cuadrados, se puede ajustar una función del tipo siguiente (42,104):

$$Q = a(H - H_0)^b \quad (8.2)$$

en la cual:

Q = gasto, en m³/seg.

H = elevación del nivel del agua, en metros.

H₀ = elevación correspondiente al gasto nulo, en metros.

a, b = parámetros de ajuste.

El ejemplo numérico siguiente detalla el procedimiento de ajuste de la ecuación 8.2 anterior.

EJEMPLO 8.1:

En una cierta corriente, una avenida ocurrió por la noche y no fue posible medir su gasto, sino que únicamente quedó registrada su elevación máxima en 4.42 metros. Durante mediciones (aforos) previas en la sección se obtuvieron las elevaciones y gastos consignados en la Tabla 8.3 siguiente.

TABLA 8.3
DATOS Y CALCULOS AUXILIARES DEL EJEMPLO 8.1

PUNTO	ELEVACION H (m)	GASTO (m ³ /Seg)	ELEVACIONES, EN METROS		
			(1)	(2)	(3)
			(H - 0.25)	(H - 0.40)	(H - 0.30)
1	0.524	28.9	0.274	0.124	0.224
2	0.592	40.7	0.342	0.192	0.292
3	0.762	76.4	0.512	0.362	0.462
4	1.058	138.7	0.808	0.658	0.758
5	1.225	186.8	0.975	0.825	0.925
6	1.298	217.9	1.048	0.898	0.998
7	1.548	267.4	1.298	1.148	1.248
8	1.605	282.0	1.355	1.205	1.305
9	1.710	302.8	1.460	1.310	1.410
10	1.823	370.7	1.573	1.423	1.523
11	2.042	427.3	1.792	1.642	1.742
12	2.081	455.6	1.831	1.681	1.781
13	2.377	537.7	2.127	1.977	2.077
14	2.667	682.0	2.417	2.267	2.367
15	2.720	651.5	2.47	2.320	2.420
16	2.807	707.5	2.557	2.407	2.507
17	3.018	772.6	2.768	2.618	2.718

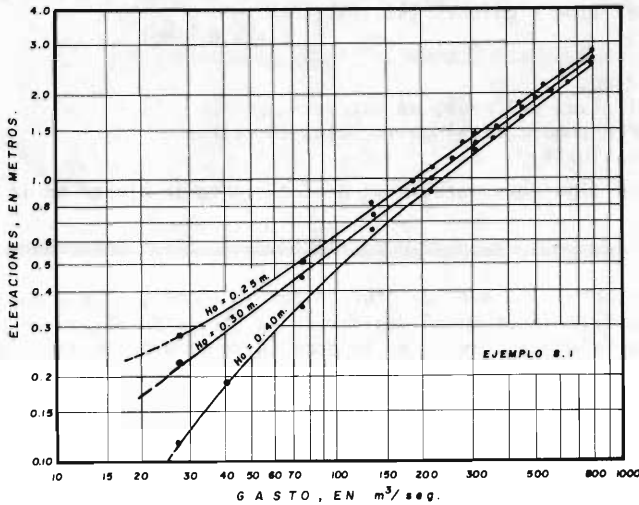
A partir de los datos anteriores, ajustar una ecuación del tipo de la 8.2, para representar matemáticamente la curva elevaciones-gastos de la corriente y obtener una

estimación del gasto de la avenida ocurrida.

NOTA: Este ejemplo corresponde al Problema 7.3 de la referencia 27, páginas 294 a 296.

SOLUCION: Para ajustar una ecuación del tipo: $Q = a(H - H_0)^b$ se requiere conocer - primeramente el valor de H_0 , que hace que los datos se agrupen en una línea recta en papel logarítmico. Entonces, el procedimiento más exacto para estimar H_0 es por tanteos, hasta obtener la linearización. En la Fig. 8.7 siguiente se ilustra lo anterior, según los valores de las tres últimas columnas de la Tabla 8.3 de la página anterior; deduciéndose que para este caso $H_0 = 0.30$ metros.

Fig. 8.7
ESTIMACION GRAFICA DEL PARAMETRO H_0 DE LA
ECUACION $Q = K(H - H_0)^c$



Ahora se transforma la ecuación de ajuste para hacerla lineal y calcular sus parámetros a y b por medio de las ecuaciones C.5 y C.10 del Anexo C, ésto es:

$$Q = a(H - 0.30)^b \quad (8.2)$$

$$\log Q = \log a + b \log (H - 0.30)$$

considerando que: $\log Q = Y$, $\log a = B$, $\log (H - 0.30) = X$ y $b = m$, la ecuación -- 8.2 anterior se transforma en la C.4 de Anexo C con ligeros cambios de simbología, o sea:

$$Y = B + mX \quad (C.4)$$

De la aplicación de las ecuaciones C.5 y C.10 se obtuvo:

$$m = 1.320 = b$$

$$B = 5.33146 = \log a \quad \therefore a = 206.7$$

$$r_{x,y} = 0.9994 \text{ (según ecuación C.11)}$$

Por lo que finalmente, la ecuación buscada será:

$$Q = 206.7 (H - 0.30)^{1.32} \quad (8.3)$$

La estimación del gasto de avenida ocurrida, se obtiene sustituyendo en la ecuación anterior el valor de la elevación máxima alcanzada ($H = 4.42$ metros), esto es:

$$Q = 206.7(4.42 - 0.30)^{1.32} = 1,339.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\therefore Q = 1,340 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

8.4.3.3 CORRECCIONES POR VARIACIONES PEQUEÑAS EN LA SECCION DE CONTROL. La representatividad de la curva de gastos se determina a través de la dispersión de los puntos del gasto con respecto a la línea media. Por otra parte, si la sección de control es permanente y la pendiente de la línea de energía en la estación es razonablemente constante para todos los eventos, una sola curva de gastos es necesaria. En cambio, si la sección de control cambia o se ve alterada por erosión o sedimentación, es necesario construir una nueva curva después de cada cambio de la sección (18,100); tales cambios ocurren en general durante las avenidas por lo cual conviene rehacer la curva elevaciones-gastos después de estas épocas, efectuando los aforos necesarios para volver a construirla.

Cuando los cambios en la sección de control son pequeños y lentos, se ajusta la curva de gastos en base a los nuevos aforos practicados durante la época en la que varió tal sección. El procedimiento consiste en trazar inicialmente la curva que representa, con respecto al tiempo (comúnmente a nivel diario), el cambio de elevación entre la cota medida para el gasto aforado y la elevación para ese mismo valor del gasto, pero obtenida de la curva de gastos que se ajustará, para volverla útil durante el período de aforos esporádicos.

En seguida, cada elevación diaria medida se corrige con la curva anterior y luego se lee su gasto correspondiente en la curva de gasto. Con las parejas de valores de gasto y elevaciones corregidas se construye la nueva curva elevaciones-gastos (32,113). Un ejemplo numérico del procedimiento anterior se puede consultar en la referencia 32, páginas 114 a 117.

8.4.3.4 CORRECCIONES POR CAMBIO DE REGIMEN Y REMANSO. Cuando ocurre una avenida, el régimen en el cauce es transitorio y por lo tanto, para utilizar la curva de gastos, ésta se debe corregir ya que fue deducida bajo condiciones de régimen establecido. En las referencias 32, 1 y 42 se puede consultar la técnica para efectuar la corrección necesaria.

Por otra parte, bajo ciertas condiciones pueden ocurrir obstrucciones en la corriente, ya sea debido a un depósito de material aguas abajo de la sección, o bien porque la descarga de un tributario detiene el flujo, o porque existe una presa aguas abajo. Lo anterior crea un efecto de remanso y por ello la curva de gastos debe ser corregida para tomarlo en cuenta, de manera que para cada lectura del nivel se pueda determinar su gasto verdadero y no el correspondiente al régimen no perturbado. Nuevamente en las referencias 32, 1 y 42 se puede consultar la técnica para realizar la corrección requerida.

Es oportuno aclarar, que tanto la técnica de corrección por cambio de régimen como la debida al remanso, requieren del establecimiento de una estación hidrométrica auxiliar aguas abajo, que mida simultáneamente elevaciones del nivel del agua y por ello son bastante difíciles de aplicar.

8.4.3.5 EXTRAPOLACION DE LA CURVA ELEVACIONES-GASTOS. Con bastante frecuencia se requiere estimar el gasto para una elevación que no ha sido aforada, entonces existe la necesidad de extrapolar la curva elevaciones-gastos. En la actualidad se dispone de varias técnicas, las cuales serán descritas en el Volumen III en el inciso relativo a los métodos basados en información hidrométrica. Sin embargo, con fines prácticos se puede indicar que cuando la sección de aforos es bastante uniforme la ecuación 8.2 puede ser utilizada para extrapolar la curva de gastos.

8.4.4 AFOROS CON FLOTADORES.

8.4.4.1 APLICABILIDAD. En corrientes torrenciales o de planicie con velocidades de circulación mucho muy pequeñas, el método de aforo con flotadores no es recomendable. Aunque el procedimiento es en esencia aproximado, es útil en los casos siguientes (33,75):

- 1o. Cuando por determinadas circunstancias imprevistas, no se pueda realizar el aforo por el método normalmente utilizado.
- 2o. Cuando se desea conocer el gasto de la corriente en forma aproximada,

sin tener que recurrir a la construcción de una estación hidrométrica costosa.

- 3o. Cuando la premura del tiempo impida instalar una estación hidrométrica y sea muy importante iniciar las observaciones.

El tramo de aforos será recto y uniforme, libre de árboles, construcciones y toda clase de obstáculos, además su longitud no será menor de seis veces el ancho medio del cauce (33,113).

8.4.4.2 PROCEDIMIENTO DE AFOROS. El tramo de aforos se limitará con dos secciones definidas con balizas y alambres tendidos sobre la corriente, la distancia entre estas secciones se fija de acuerdo al ancho del cauce, pero se ajusta a un número de metros de fácil manejo y se deja aguas arriba de la sección inicial un tramo de cauce en el que los flotadores puedan adquirir su velocidad, antes de contabilizar el tiempo que tardan en recorrer el tramo entre las dos secciones.

La velocidad media (V) en el tramo se estima a través del valor promedio de las velocidades superficiales (V_s), pudiéndose determinar previamente la relación $K=V/V_s$ por medio de observaciones directas, o en su defecto aceptando un valor de 0.85, entonces (14,393):

$$V = 0.85 V_s \quad (8.4)$$

El gasto que circula por el cauce será igual al producto de la velocidad media por el área transversal promedio de las secciones terminales.

8.4.4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL METODO. El uso de los flotadores presenta las siguientes ventajas (33,76):

- 1a. Miden directamente la velocidad.
- 2a. No los afectan los acarreo.
- 3a. Su costo es pequeño o nulo.

Sus desventajas principales son las siguientes (33,76):

- 1a. Imprecisión, debido a que miden la velocidad superficial.
- 2a. Imposibilidad de controlar su trayectoria.
- 3a. Dificultad de utilizarlos cerca de las márgenes.
- 4a. Necesidad de efectuar varios levantamientos de las secciones transversales del cauce, para estimar la sección media.
- 5a. Se requiere más personal que en otros procedimientos.

8.4.5 USO DE VERTEDORES Y AFORADORES.

Los vertedores y aforadores constituyen un conjunto de técnicas de aforo de cauces, en las cuales la medición del gasto se lleva a cabo en secciones de control artificiales, cuya forma permite determinar la relación existente entre la carga y el gasto, sin tener que recurrir a una calibración, sino únicamente aplicando una fórmula o gráfica.

Su aplicabilidad definitivamente se restringe a cauces muy pequeños y en general sólo se utilizan en cuencas experimentales (39,202), ya que en ríos medianos, su costo de construcción es enorme.

Los vertedores más utilizados son el triangular, el rectangular y el Cipolletti. El vertedor triangular de pared gruesa con pendiente lateral de 5:1, manejando una carga de 183 centímetros es capaz de aforar un gasto de 53.2 m³/seg (39,210). En cambio, el aforador más utilizado es el Parshall, siendo su mayor capacidad del orden de 5 m³/seg, cuando sus dimensiones ya son exageradas, por ello en general su uso se limita a pequeños arroyos o canales.

En la referencia recomendada N se presentan con detalle las normas de diseño de diversas estructuras aforadoras, así como sus fórmulas y gráficas o tablas de sus coeficientes, sugiriéndose su consulta.

8.4.6 USO DE SUSTANCIAS TRAZADORAS.

8.4.6.1 GENERALIDADES. En las corrientes de montaña y en los cauces muy pequeños, el uso del molinete o de flotadores es prácticamente imposible. En tales casos pueden ser muy útiles las mediciones realizadas por medio de sustancias trazadoras. Pudiéndose utilizar la sal común, los materiales radiactivos, las sustancias fluorescentes y en general, cualquier material que se pueda medir fácilmente, que no esté presente en la corriente y que no se pierda por acción química al combinarse con las sustancias presentes en las aguas del cauce (18,99).

El trazador permite estimar la velocidad media del tramo, de acuerdo al tiempo transcurrido entre su inyección y su llegada al final del tramo. Sin embargo, este método, como el de los flotadores, tiene la desventaja de requerir del levantamiento de la sección transversal media del tramo y por ello el uso de las sustancias trazadoras se lleva a cabo a través de los llamados Aforos Químicos, que se basan en la variación de concentración que experimenta una disolución al ser vertida en un río, en el que circula un gasto Q, que se trata de determinar. Los aforos químicos son de dos tipos: por Integración y por Dilución.

8.4.6.2 AFORO QUIMICO POR INTEGRACION. Este método consiste en verter súbitamente al río un volumen (V) conocido de disolución concentrada (N₁), con un peso P de sal disuelta (P = N₁ V) y mediante la oportuna extracción de muestras, comprobar el paso del volumen total vertido aguas arriba, ahora ya disuelto formando una 'nube expansiva', con concentración prácticamente uniforme en sentido transversal y en sentido longitudinal o del recorrido, con su máximo al centro y disminuyendo hacia los bordes.

Si en un punto aguas abajo de la inyección se muestrea la nube por medio de (p) -- muestras a intervalos iguales, cuyas concentraciones n₂ al ser dibujadas en el eje de las ordenadas contra los tiempos de extracción en las abscisas, definen una curva en forma de campana, cuya área (A) es igual al producto de la concentración media N₂ por el tiempo total T y entonces (14,407):

$$Q = \frac{P}{\int_0^T n_2 dt} = \frac{P}{N_2 \cdot T} \quad (8.5)$$

La sal disuelta o trazador que se inyecta puede ser cloruro de sodio, nitrito de sodio, sulfato de manganeso, bicromato de sodio y rodamina. En general, los más utilizados son los dos últimos.

En el método por integración, su forma operativa puede llevarse a cabo de dos maneras: la primera sería extraer p muestras a intervalos iguales y del mismo volumen, mezclarlas y determinar la concentración media N₂ de todo el volumen, simplificando el trabajo de laboratorio y el transporte; la segunda forma sería utilizando una bomba pequeña de gasto constante, la cual llena una muestra en el tiempo de paso de la nube (14,408).

Este método es bastante útil en cauces estrechos con aguas turbulentas. En la referencia recomendada H se aborda con gran detalle este método.

EJEMPLO 8.2:

En un arroyo de montaña se realizó un aforo por medio de una sustancia trazadora (colorante). Se inyectó súbitamente un volumen de 3.5 litros cuya concentración fue de 70 gramos por litro. Se tomaron muestras en intervalos de 20 segundos, en dos estaciones aguas abajo separadas 50 metros. Las concentraciones obtenidas en cada muestra en miligramos por litro (mg/l) se tienen en las columnas 4 y 6 de la Tabla 8.4 de la página siguiente.

Se pide determinar:

- El gasto del arroyo en m /seg en la primera estación de muestreo.
- El gasto del arroyo en la segunda estación de muestreo.
- El porcentaje de colorante perdido entre las estaciones, si el gasto --

fuese constante (considerar que en la primera estación se recobró todo el colorante).

d) La velocidad media de la nube de colorante.

NOTA: Los datos de este ejemplo son reales, fueron tomados de la referencia 15 y - el planteamiento de solución es similar al del problema 7.2 de la referencia 27, páginas 289 a 291.

TABLA 8.4
DATOS Y CALCULOS AUXILIARES DEL EJEMPLO 8.2

NUMERO DE MUESTRA	TIEMPO		CONCENTRACIONES			
	t (Seg)	Δt (Seg)	PRIMERA ENTRADA		SEGUNDA ENTRADA	
			n ₂ (mg/l)	n ₂ x t (mg/l)	n ₂ (mg/l)	n ₂ x t (mg/l)
0	0	0	INSTANTE DE LA INYECCION			
1	20	20	0	0	0	0
2	40	20	0.04	1.6	0	0
3	60	20	1.60	96.0	0.02	1.2
4	80	20	3.00	240.0	0.18	14.4
5	100	20	2.10	210.0	1.22	122.0
6	120	20	0.75	90.0	2.40	288.0
7	140	20	0.30	42.0	1.65	231.0
8	160	20	0.14	22.4	0.91	145.6
9	180	20	0.09	16.2	0.50	90.0
10	200	20	0.04	8.0	0.20	40.0
11	220	20	0.03	6.6	0.16	35.2
12	240	20	0.02	4.8	0.10	24.0
13	260	20	0.01	2.6	0.08	20.8
14	280	20	0	0	0.05	14.0
15	300	20	0	0	0.01	3.0
16	320	20	0	0	0	0.0
SUMATORIA (Σ)			8.12	740.2	7.48	1,029.2

SOLUCION: De acuerdo al enunciado del problema se tiene:

$$V = 3.5 \text{ litros.} \quad N_1 = 70 \text{ g/l} \quad \Delta t = 20 \text{ segundos.}$$

entonces, utilizando los valores anteriores y las magnitudes finales de la Tabla - 8.4 anterior se tiene:

$$P = N_1 V = 70(3.5) = 245 \text{ gramos} = 245 \cdot 10^3 \text{ mg}$$

$$Q = \frac{P}{\Delta T \Sigma n_2} = \frac{245 \cdot 10^3}{20(8.12)} = 1.509 \cdot 10^3 \text{ l/seg} \quad \therefore \text{ a) } \underline{Q = 1.509 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

$$Q = \frac{245 \cdot 10^3}{20(7.48)} = 1.638 \text{ l/seg} \quad \therefore \text{ b) } \underline{Q = 1.638 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

La pérdida de colorante será igual a:

$$\frac{(\Sigma n_2)_{1a.} - (\Sigma n_2)_{2a.}}{(\Sigma n_2)_{1a.}} 100 = \frac{8.12 - 7.48}{8.12} 100 = 7.88 \% \quad \therefore \text{ c) } \underline{\text{Pérdida de colorante} = 7.9\%}$$

Para obtener la velocidad media de la nube de colorante, se evalúa el tiempo transcurrido en cada nube para que ocurra la concentración media y la diferencia en tales tiempos dividida por el recorrido (50 metros) conducirá a la velocidad busca--

da, esto es:

$$t_{1a.} = \frac{\Sigma \text{col. } 5}{\Sigma \text{col. } 4} = \frac{740.20}{8.12} = 91.2 \text{ seg} \quad t_{2a.} = \frac{\Sigma \text{col. } 7}{\Sigma \text{col. } 6} = \frac{1,029.20}{7.48} = 137.6 \text{ seg}$$

por lo tanto, el tiempo de viaje de la nube de colorante será igual a:

$$\text{Tiempo de viaje} = 137.6 - 91.2 = 46.4 \text{ segundos}$$

entonces, la velocidad media de la nube es:

$$\text{Velocidad media} = 50/46.4 = 1.08 \text{ m/seg}$$

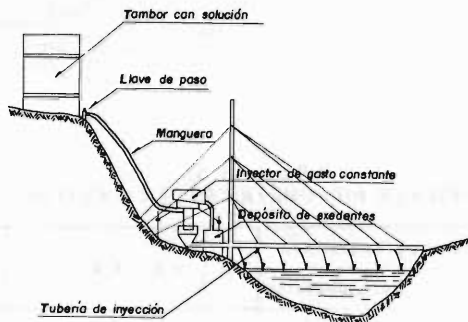
$$d) \quad v = 1.08 \text{ m/seg}$$

8.4.6.3 AFORO QUIMICO POR DILUCION. Este método se basa en establecer un régimen permanente de un gasto constante q , de disolución concentrada N_1 que se vierte sobre el gasto Q que transporta el río, donde la disolución resultante está diluida - N_2 (14,394). Entonces de acuerdo a la ecuación de continuidad se tiene (14,401):

$$Q = q \left(\frac{N_1}{N_2} - 1 \right) \quad (8.6)$$

Uno de los requisitos más importantes en este método es el que el gasto de inyección q sea constante y para ello se requiere de un dispositivo especial como el -- que se ilustra en la Fig. 8.8 (14,404) siguiente.

Fig. 8.8
ESQUEMA DEL EQUIPO NECESARIO PARA EL AFORO
POR DILUCION



En este método la sustancia trazadora utilizada comúnmente es el dicromato de sodio y en la práctica conviene manejar los valores siguientes (14,405):

- q varía de 0.10 a 0.30 l/seg según si el gasto Q fluctúa de 15 a -- 100 m^3/seg .
- $N_1 = 250$ gramos por litro.

8.5 RED HIDROMETRICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.

8.5.1 IDEAS GENERALES.

La red hidrométrica de la República Mexicana es suficientemente amplia, pues según datos hasta 1975, el número de estaciones en operación fue de 1,457, de las cuales 1,175 son operadas por la S.A.R.H., 219 por la Comisión Federal de Electricidad y 63 por las Comisiones Internacionales de Límites y Aguas (26,2). Esta red cubre un área del 58% del territorio nacional y la distribución de áreas aforadas del país se muestran en la Fig. 8.9 (26,12) de la página siguiente.

Para 1977 se contaba con 577 estaciones hidrométricas con más de 10 años de funcionamiento (20,37) y en 1970 la distribución por estados de las estaciones, según da

tos recabados en 1973 por la entonces Secretaría de Obras Públicas, es la indicada en la Tabla 8.5 (8,22) inferior.

Fig. 8.9
AREAS AFORADAS EN LA REPUBLICA MEXICANA.
(E. Ortega Gil, 1975)



TABLA 8.5
NUMERO DE ESTACIONES HIDROMETRICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

No.	ESTADO	DATOS HASTA 1970.		No.	ESTADO	DATOS HASTA 1970.	
		ESCALAS	LIMNIGRAFOS			ESCALAS	LIMNIGRAFOS
1	AGUASCALIENTES	1 1	2	17	MORELOS	1 6	6
2	BAJA CALIFORNIA NORTE	9	4	18	NAYARIT	2 1	1 7
3	BAJA CALIFORNIA SUR	2	1	19	NUEVO LEON	2 6	3
4	CAMPECHE	2	1	20	OAXACA	4 6	2 4
5	COAHUILA	1 6	4	21	PUEBLA	7 3	3 5
6	COLIMA	4	3	22	QUERETARO	8	2
7	CHIAPAS	8 9	6 0	23	QUINTANA ROO	0	1
8	CHIHUAHUA	2 9	1 4	24	SAN LUIS POTOSI	2 2	9
9	DISTRITO FEDERAL	4	1	25	SINALOA	3 9	8
10	DURANGO	2 7	1 2	26	SONORA	3 2	1 7
11	GUANAJUATO	2 5	2	27	TABASCO	1 6	6
12	GUERRERO	4 2	2 0	28	TAMAULIPAS	3 1	1 4
13	HIDALGO	2 5	1 3	29	TLAXCALA	4	1
14	JALISCO	6 7	4 2	30	VERACRUZ	6 0	4 1
15	ESTADO DE MEXICO	8 2	2 8	31	YUCATAN	0	0
16	MICHOACAN	6 8	3 0	32	ZACATECAS	1 6	7
TOTAL DE ESTACIONES		5 0 2	2 3 7	TOTAL DE ESTACIONES		4 1 0	1 9 1

Si se examina la distribución geográfica de las estaciones hidrométricas de la red, se detecta que existe una concentración en la parte central del país, donde la actividad agrícola es más intensa y la densidad de la población es mayor; por lo anterior, se puede concluir que hasta ahora la instalación de las estaciones hidrométricas ha obedecido a la necesidad de conocimiento de los recursos hidráulicos, para la realización de proyectos de aprovechamiento, generalmente inmediatos. Entonces resulta muy conveniente ampliar la red a cuencas con pocos registros y al establecimiento de una serie de cuencas experimentales y representativas, con fines de investigación (20,38).

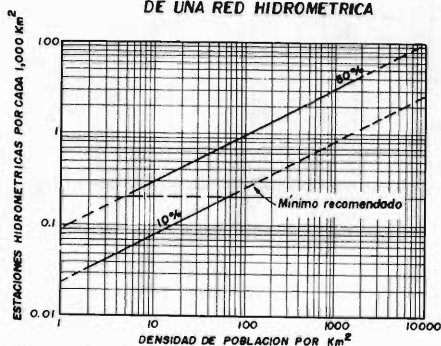
Conviene aclarar, que a partir de este inciso se está utilizando como sinónimo de Estación de Aforos, el término Estación Hidrométrica, pues las referencias bibliográficas 8 y 26 que se utilizaron, así lo consideran; sin embargo, según la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.) existe una diferencia en las observaciones que se realizan en cada una de tales estaciones, así en la estación de aforos se practican mediciones de nivel del agua y del gasto (24,103), en cambio, en la estación hidrométrica se miden niveles, gastos, sedimentos, temperatura del agua, espesor de hielo, etc., además de poder estar instalada en un río, lago o embalse (24,237).

8.5.2 CRITERIOS ELEMENTALES DE DISEÑO Y ESTADO ACTUAL.

A continuación se presentan dos criterios elementales que dan recomendaciones para la densidad mínima de estaciones hidrométricas. El primero se debe a W.B. Langbein y se tiene en la Fig. 8.10 (8,23) siguiente. En este criterio se presentan recomendaciones para la red mínima en función de la densidad de la población.

Fig. 8.10

CRITERIO DE W.B. LANGBEIN (1954), PARA DISEÑO DE UNA RED HIDROMETRICA



En la Fig. 8.11 (8,23) de la página siguiente se han vaciado los datos de la Tabla 8.5 de la página anterior, encontrándose que los estados donde la densidad de estaciones hidrométricas es más deficiente con respecto a las recomendaciones de Langbein son: Quintana Roo, Sonora, San Luis Potosí y Sinaloa.

El segundo criterio se debe a la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.), la cual ha formulado unas normas relativas a la red mínima de estaciones hidrométricas requerida en diferentes regiones. Tales normas se tienen en la Tabla 8.6 (25,111.16) de la página 8-24.

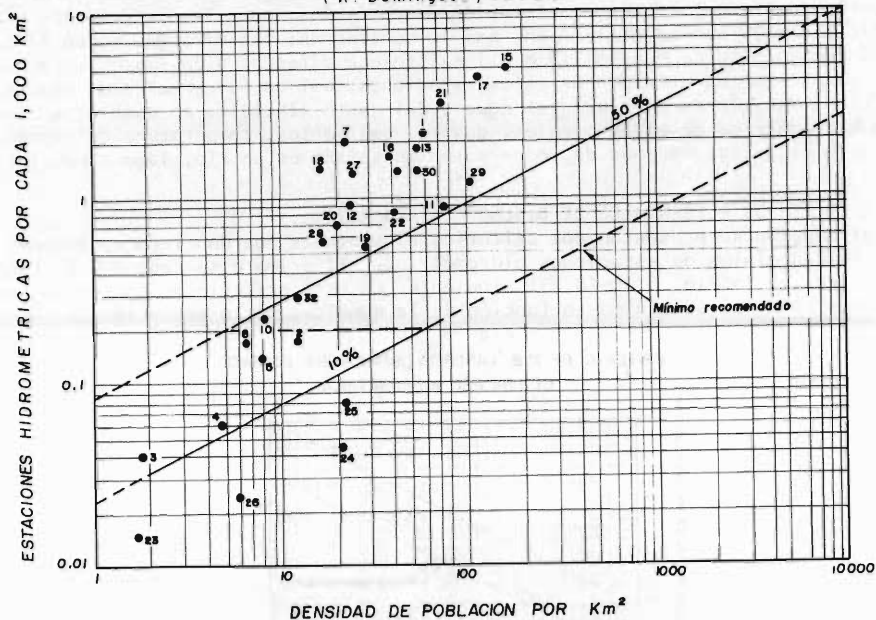
En la Tabla 8.7 de la página 8-25 se muestra la aplicación de las normas de la O.M.M. a la red hidrométrica nacional, según datos hasta 1970 (Tabla 8.5), lo anterior, teniendo como apoyo la Tabla 4.4 del capítulo 4. A partir de los resultados de la Tabla 8.7, se puede concluir que de 7 a 21 estados del país cuentan con la red mínima, según si se considera el límite inferior o el superior de las normas de la O.M.M.; es decir, en el mejor de los casos dos tercios de los estados de la República Mexicana cuentan con una red mínima.

Por otra parte, se deduce que se requiere instalar 1,473 estaciones hidrométricas para alcanzar satisfactoriamente las normas de la O.M.M., lo anterior refleja su mala distribución actual, ya que existen estados como Puebla, Morelos, Veracruz, Chiapas y el Estado de México, que cuentan con un gran número de estaciones de aforo, en contraste con estados como Durango, Baja California Sur, Queretaro y Zacatecas que presentan un gran déficit de estaciones hidrométricas.

Fig. 8.11

COMPARACION DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES HIDROMETRICAS POR ESTADOS DE LA REPUBLICA MEXICANA

(R. Domínguez, 1975)



En la actualidad se dispone de criterios muy completos para la revisión y diseño de una red hidrométrica en una región, pudiéndose citar el método de I.F. Karasev (1968) descrito en la referencia 8, páginas 17 a 19 y aplicado a la región noreste del país en la referencia recomendada E.

8.5.3 CONSIDERACIONES SOBRE EL DESARROLLO DE LA RED HIDROMETRICA.

La ampliación o desarrollo de la red hidrométrica en nuestro país deberá de contemplar los tres niveles de un estudio hidrológico (planeación, diseño y operación) y con ello el grado de alcance y exactitud de la información hidrométrica requerida. De manera que teniendo en cuenta lo anterior, la ampliación de la red de estaciones hidrométricas se orientará hacia la implementación de tres tipos de redes: la base, para conocimientos generales, la necesaria en estudios de diseño y la de propósitos específicos. Mayores detalles sobre estos planteamientos se tienen en la referencia 8, página 24.

8.6 ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

8.6.1 COMPONENTES DEL HIDROGRAMA.

Cuando en una sección de un río se dispone de un registro de niveles del agua en forma continua (limnigrama) y se tiene además el gráfico elevaciones-gastos de dicha sección, se puede construir un gráfico que muestre la variación del gasto en el río con respecto al tiempo, este gráfico se conoce como HIDROGRAMA.

El hidrograma usualmente consiste de una serie de desiguales fluctuaciones superpuestas a una variación más suave; estas dos componentes son generalmente atribuidas al escurrimiento directo y al escurrimiento base, respectivamente (4,21).

T A B L A 8.6
DENSIDAD MINIMA DE LAS REDES DE ESTACIONES HIDROMETRICAS
 (Normas de la O. M. M., 1970).

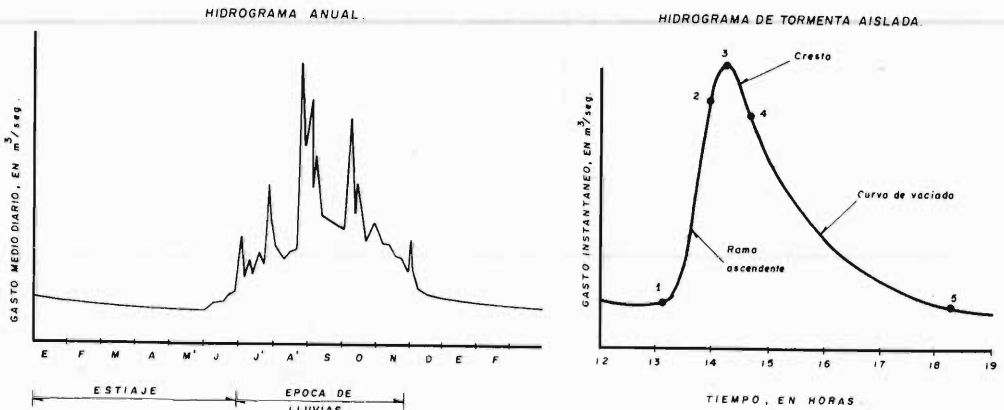
Categorías de Regiones.	Límites de las normas para una red mínima. Superficie en km ² por Estación	Límite de las normas admisibles en circunstancias especialmente difíciles. ¹ Superficie en km ² por Estación.
I. Regiones llanas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales.	1,000 — 2,500	3,000 — 10,000
II. Regiones montañosas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales. Pequeñas islas montañosas con precipitación muy irregular y red hidrográfica muy densa.	300 — 1,000 140 — 300	1,000 — 5,000 ⁴
III Zonas áridas y polares. ²	5,000 — 20,000 ³	—

1. El límite máximo sólo es admisible en circunstancias excepcionalmente difíciles.
2. Sin incluir los grandes desiertos.
3. Según las posibilidades.
4. En condiciones de gran dificultad puede ampliarse hasta 10,000 km²

En la Fig. 8.12 siguiente se muestran dos hidrogramas típicos de una corriente, el primero es un hidrograma anual y el segundo es el llamado de tormenta aislada (7,-3.7). En un hidrograma de tormenta aislada se definen tres partes o porciones ca-

Fig. 8.12

HIDROGRAMAS TÍPICOS



racterísticas y cinco puntos importantes. Las porciones son (27,302):

- A. curva de concentración o rama ascendente.
- B. segmento de cresta o región donde se localiza el gasto máximo.
- C. curva de vaciado del agua subterránea o curva de recesión.

y los puntos son los siguientes (7,3.11), los cuales se han indicado en la Fig. - 8.12 de la página anterior:

1. inicio del escurrimiento directo.
2. punto de inflexión anterior al gasto máximo.
3. gasto máximo.
4. punto de inflexión posterior al gasto máximo.
5. final del escurrimiento directo.

T A B L A 8. 7

**ESTADO ACTUAL DE LA RED HIDROMETRICA SEGUN NORMAS DE LA O. M. M.
PARA UNA RED MINIMA.**

ESTADO	Sup. en miles de Km ²	Carácter fisiográfico	Superficie en Km ² /est.	Número de estaciones mínimas	Total de estaciones existentes	Porcentaje de la densidad mínima
Aguascalientes	6.5	Montaña y planicie	300- 1,000	22 - 7	13	59- 186
Baja California Norte	70	Arido	5,000-20,000	14 - 4	13	93- 325
Baja California Sur	72	Arido	5,000-20,000	15 - 4	3	20 - 75
Campeche	51	Llanura	1,000- 2,500	51 - 21	3	6- 14
Coahuila	150	Semiárido	5,000-20,000	30 - 8	20	67- 250
Colima	5.2	Montaña	300- 1,000	17 - 6	7	41 - 117
Chiapas	74	Montaña	300- 1,000	247 - 74	149	60- 201
Chihuahua	246	Semiárido	5,000-20,000	50 - 13	43	86 - 331
Distrito Federal	1.5	Montaña y planicie	300- 1,000	5 - 2	5	100- 250
Durango	124	Montaña	300- 1,000	413 - 124	39	9 - 31
Guanajuato	31	Montaña	300- 1,000	104 - 31	27	26 - 87
Guerrero	64	Montaña	300- 1,000	214 - 64	62	29 - 97
Hidalgo	21	Montaña	300- 1,000	70 - 21	38	54 - 181
Jalisco	81	Montaña	300- 1,000	270 - 81	109	40 - 135
México	21	Montaña	300- 1,000	70 - 21	110	157 - 524
Michoacán	60	Montaña	300- 1,000	200 - 60	98	49 - 163
Morelos	5	Montaña	300- 1,000	17 - 5	22	129 - 440
Nayarit	27	Montaña	300- 1,000	90 - 27	38	42 - 141
Nuevo León	65	Montaña y planicie	1,000- 2,500	65 - 26	29	45 - 112
Oaxaca	94	Montaña	300- 1,000	314 - 94	70	22 - 74
Puebla	34	Montaña y llanura	1,000- 2,500	34 - 14	108	318 - 771
Queretaro	11.5	Montaña	300- 1,000	39 - 12	10	26 - 83
Quintana Roo	50	Planicie	1,000- 2,500	50 - 20	1	2 - 5
San Luis Potosí	63	Montaña y planicie	1,000- 2,500	63 - 26	31	49 - 119
Sinaloa	58	Semiárido	5,000-20,000	12 - 3	47	392 - 1567
Sonora	182	Montaña y semiárido	5,000-20,000	37 - 10	49	132 - 490
Tabasco	25	Planicie	1,000- 2,500	25 - 10	22	88 - 220
Tamaulipas	80	Planicie	1,000- 2,500	80 - 32	45	56 - 141
Tlaxcala	4	Planicie	1,000- 2,500	4 - 2	5	125 - 250
Veracruz	72	Montaña y llanura	1,000- 2,500	72 - 29	101	140 - 348
Yucatán	43.3	Planicie	1,000- 2,500	44 - 18	0	0 - 0
Zacatecas	75	Montaña y planicie	1,000- 2,500	75 - 30	23	32 - 77
TOTALES	1,968.0			2,813 - 898	1,340	

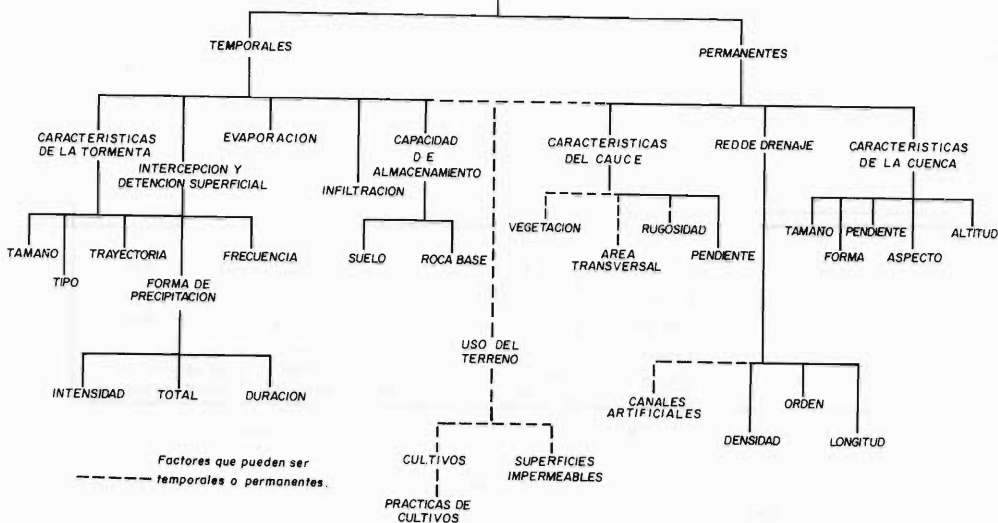
La rama ascendente está definida por el tramo entre los puntos 1 y 2, quedando -- comprendida la cresta del hidrograma por la región entre los puntos 2 y 4, por último, la curva de vaciado es el tramo de hidrograma entre los puntos 4 y 5. Por otra parte, los puntos indican el inicio del escurrimiento directo (punto 1) y su valor máximo (punto 3); en el punto 4 cesa aproximadamente el flujo por tierra, -- finalizando en el punto 5 el escurrimiento directo producido por la tormenta y -- continuando el gasto base.

El tiempo transcurrido entre los puntos 1 y 3 se llama Tiempo de Pico T_p y el intervalo entre los puntos 1 y 5 se conoce como Tiempo Base del hidrograma T_b (32,--87). Por último, el lapso transcurrido entre el centro de masa de la tormenta y el gasto máximo se conoce como Tiempo de Retraso T_L (2,2).

8.6.2 FACTORES QUE DETERMINAN LA FORMA DEL HIDROGRAMA.

La forma del hidrograma es controlada por un gran número de factores interrelacionados, algunos de ellos son de naturaleza permanente y otros son temporales. Los primeros están representados por las características físicas de la cuenca y los segundos por el clima (4,21). En la Fig. 8.13 (4,22) siguiente se presentan los distintos factores que afectan al hidrograma.

Fig. 8.13
FACTORES QUE DETERMINAN EL HIDROGRAMA
(A. I. Chebotarev, 1977)



8.6.3 TIPOS DE HIDROGRAMAS.

8.6.3.1 CLASIFICACION DE R.E. HORTON. Los efectos de una tormenta en el escurrimiento de una corriente, dependen de la naturaleza de dicha tormenta y de las características físicas de la cuenca de drenaje. La siguiente clasificación de los tipos de hidrogramas se debe a R.E. Horton y se esquematiza en la Tabla 8.8 de la página siguiente.


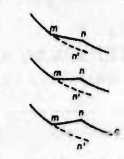
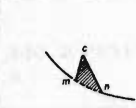
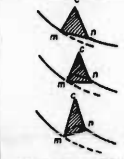
HIDROGRAMA TIPO 0: Para este tipo de hidrograma la intensidad de la lluvia (i) es menor que la capacidad de infiltración (f) y por lo tanto, no existe escurrimiento directo. La infiltración total (F) es también menor que la deficiencia de humedad del suelo (DHS) y por ello no existe recarga del agua subterránea.

Entonces la curva de vaciado continúa su descenso normal. Este hidrograma es característico de lluvias ligeras que ocurren durante la época de estiaje. Debe notarse que en realidad es imposible tener un hidrograma tipo 0, ya que la lluvia ocurrida en los cauces aumentará sensiblemente el escurrimiento (43,26).

HIDROGRAMA TIPO 1: En este caso $i < f$ y $F > DHS$, entonces no existe escurrimiento directo, pero sí existe recarga del agua subterránea. Estos son los efectos típicos de las lluvias ligeras en la primavera o de las lluvias de baja intensidad y gran duración (ciclónicas de frente cálido) del verano y otoño. Debido a la recarga del agua subterránea pueden presentarse tres casos de modificación de la curva de va-

ciado. Tales casos son: a) el gasto base producido por la recarga es menor que el drenado por el vaciado del agua subterránea, entonces el vaciado continúa pero -- con un decaimiento menor; b) los gastos debidos a la recarga y al vaciado son iguales, por lo tanto, el flujo del agua subterránea permanece constante; c) el -- gasto producido por la recarga es mayor que el de la curva de vaciado y por consi-- guiente existe una elevación del nivel freático y un incremento en el flujo base (43,27).

TABLA 8.8
TIPOS DE HIDROGRAMAS DE UNA CORRIENTE
(R. E. Horton, 1935).

				
TIPO DE HIDROGRAMA.	0	1	2	3
INTENSIDAD DE LLUVIA (i)	$< f^*$	$< f$	$> f$	$> f$
DEFICIENCIA DE HUMEDAD DEL SUELO (DHS)	$> F^{**}$	$< F$	$> F$	$< F$
ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL (Q)	NO EXISTE.	NO EXISTE.	$Q = P_e^{***}$	$Q = P_e$.
RECARGA DEL AGUA SUBTERRANEA	NO EXISTE.	$F - DHS$	NO EXISTE.	$F - DHS$.
INCREMENTO EN EL FLUJO.	NO EXISTE.	Del gasto base únicamente	Del escurrimiento directo únicamente	Del escurrimiento directo y del gasto base

* f = Capacidad de infiltración. ** F = Volumen infiltrado. *** P_e = Lluvia en exceso.

HIDROGRAMA TIPO 2: En este caso $i > f$ y $F < DHS$, por lo cual existe escurrimiento directo y no se logra recarga del agua subterránea, no modificándose el gasto base. Estos hidrogramas son típicos de los efectos de aguaceros de corta duración y fuerte intensidad (tormentas convectivas).

HIDROGRAMA TIPO 3: Para este caso $i > f$ y $F > DHS$, por lo cual, este hidrograma es la combinación del tipo 1 y del tipo 2.

8.6.3.2 CLASIFICACION DE D. SNIDER. Este autor clasifica a los hidrogramas en base a su origen, pero atendiendo al uso de dichos hidrogramas en las evaluaciones de avenidas en cuencas urbanas y rurales. Dicha clasificación es la siguiente (30, 16.1):

1. Hidrogramas NATURALES. Se obtienen directamente de los registros de escurrimiento de la corriente.
2. Hidrogramas SINTETICOS. Obtenidos usando parámetros de la cuenca y características de la tormenta para simular un hidrograma natural.
3. Hidrogramas UNITARIOS. Hidrograma natural o sintético de un centímetro de escurrimiento directo. El escurrimiento ocurre uniformemente sobre toda la cuenca en un tiempo específico.
4. Hidrogramas ADIMENSIONALES. La técnica de los hidrogramas adimensionales permite comparar varios hidrogramas de los otros tipos, principalmente para adoptar uno representativo. El método consiste en divi

dir las abscisas del hidrograma que se vuelve adimensional, entre el tiempo de pico y sus ordenadas entre el gasto máximo, para posteriormente dibujar el hidrograma con respecto a tales cocientes. El hidrograma resultante partirá del origen y tendrá su máximo en el punto de coordenadas [1,1].

8.6.4 TECNICAS DE SEPARACION DE LAS COMPONENTES DEL HIDROGRAMA.

8.6.4.1 INTRODUCCION. Las técnicas o criterios que permiten separar los diversos componentes de un hidrograma de tormenta aislada, de tormentas sucesivas o del tipo anual, son en realidad bastante aproximados; por suerte los errores a los que conducen son de poca importancia cuando se analizan hidrogramas de tormentas máximas, en las que el escurrimiento directo es muy poco afectado por el gasto base y los otros componentes, es decir, el flujo subsuperficial y la precipitación en los cauces.

Entonces, el conjunto de técnicas que permiten separar en un hidrograma sus escurrimientos con base a sus factores de origen, se conocen como Análisis de Hidrogramas y principalmente están orientadas a la separación del escurrimiento directo y el gasto base.

8.6.4.2 ANALISIS DE LA CURVA DE VACIADO DEL AGUA SUBTERRANEA. Varias técnicas que son utilizadas para separar los escurrimientos superficial y subterráneo, están basadas en el análisis y conocimiento de la curva de vaciado del agua subterránea. Cuando no existe recarga del agua subterránea y su descarga total (gasto base) es medida en el punto de interés (estación de aforos), su curva de vaciado o agotamiento puede ser definida matemáticamente por la ecuación propuesta por B.S. Barnes (1940), que es la siguiente (19,396):

$$Q_t = Q_0 (K_r)^t \quad (8.7)$$

en la cual:

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

Q_0 = gasto medido un cierto tiempo t antes de Q_t , en $m^3/seg.$

K_r = constante de recesión, adimensional.

t = tiempo transcurrido entre Q_0 y Q_t .

Las unidades del tiempo comúnmente utilizadas son días para cuencas grandes y horas o minutos para cuencas pequeñas (40,108). La ecuación anterior es una línea recta en un papel semilogarítmico, con los gastos dibujados en la escala logarítmica.

Para evaluar la constante K_r , el procedimiento más sencillo consiste en tomar t igual a un día, hora o minuto, entonces:

$$Q_1 = Q_0 (K_r)^1 = Q_0 \cdot K_r$$

por lo tanto:

$$K_r = Q_1/Q_0 \quad (8.8)$$

Ahora al dibujar en un gráfico de igual escala los gastos en el río durante el vaciado del agua subterránea, llevando los del inicio del intervalo (Q_0) a las abscisas y los del final de tal intervalo (Q_1) a las ordenadas, se definirá una línea aproximadamente recta con inclinación siempre menor a los 45° y entonces su pendiente será el valor de K_r buscado (40,110). En la Tabla 8.9 siguiente se citan los valores típicos de K_r (27,305).

TABLA 8.9
VALORES TÍPICOS DE LAS CONSTANTES DE RECESION (K_r)
(E. F. Schulz, 1976)

COMPONENTE DEL HIDROGRAMA	RANGO DE VALORES
Escurrecimiento superficial, incluyendo el almacenamiento en cauces.	0.05 a 0.20
Escurrecimiento subsuperficial.	0.50 a 0.80
Escurrecimiento subterráneo (gasto base).	0.85 a 0.98

Otra fórmula, también bastante utilizada para representar matemáticamente la curva de vaciado del agua subterránea es de Maillet (12,55), que es la siguiente:

$$Q_t = Q_0 e^{-a t} \quad (8.9)$$

siendo ahora, 'e' la base de los logaritmos naturales y 'a' el coeficiente de agotamiento. Al llevar a un papel semilogarítmico los tiempos en las abscisas y los gastos en la escala logarítmica de las ordenadas, se define una recta cuya ordenada al origen es el valor de Q_0 . El valor del coeficiente de agotamiento se evalúa sustituyendo una pareja de valores de Q_t y t en la ecuación 8.9 (12,56).

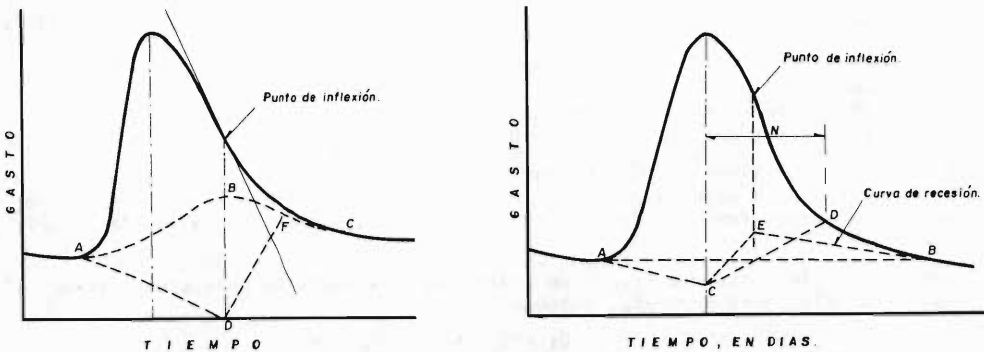
Tanto el coeficiente de agotamiento (a) como la constante de recesión (Kr), son -- función de diversos factores, entre los principales se tienen (12,55):

1. magnitud de la infiltración profunda o percolación.
2. dimensiones de las capas acuíferas.
3. coeficiente de almacenamiento de los acuíferos (S).
4. coeficiente de permeabilidad del terreno (k).

8.6.4.3 TECNICAS DE SEPARACION DEL GASTO BASE. Durante una avenida, la contribución del gasto base es desconocida y puede variar entre los dos casos extremos -- que se ilustran en la Fig. 8.14 siguiente, según si la corriente es efluente (curva ABC) o influente (curva ADF). En general, casi nunca se adopta una de las hipótesis anteriores, sino que se acepta una intermedia, entre las más comunes se tienen las tres siguientes (40,111):

Fig 8.14

TECNICAS DE SEPARACION EN HIDROGRAMAS DE TORMENTA AISLADA.



- 1a. Es la técnica más simple de separación, consiste en dibujar una línea recta horizontal desde el punto en que se inicia el escurrimiento directo (punto A en la figura anterior), hasta llegar al hidrograma (punto B).
- 2a. En este criterio se continúa con la tendencia de la curva de vaciado inicial, desde el punto A hasta el C, en la vertical del pico. A continuación se define un punto D en el hidrograma, a N días del pico y por último se une el punto C con el D. La magnitud de N puede ser estimada con la ecuación siguiente (19,400):

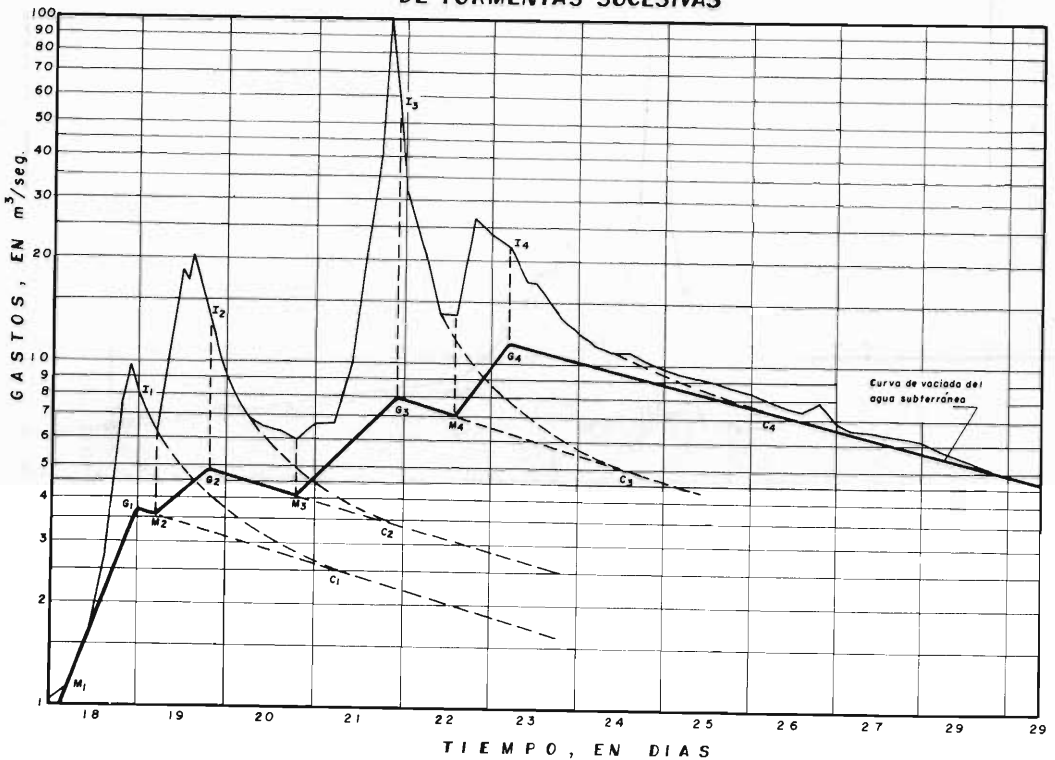
$$N = 0.84 A^{0.18} \quad (8.10)$$

siendo, A el área de cuenca en Km^2 y estando N en días.

- 3a. En este criterio, al igual que en el anterior, se prolonga la tendencia de la curva de vaciado inicial hasta el punto C. A continuación se extiende la curva de vaciado del agua subterránea hasta la vertical del punto de inflexión posterior al máximo, definiéndose el punto E y por último, se unen C y E.

Para los hidrogramas anuales o los de tormentas sucesivas, la técnica propuesta, por ser la menos subjetiva, se ilustra en la Fig. 8.15 siguiente. Esta técnica -- fue tomada de la referencia 15 y se basa en la propiedad de la curva de recesión de volverse una línea recta en papel semilogarítmico, además se apoya en los puntos de inicio del escurrimiento directo y de inflexión (inicio del vaciado), que son relativamente fáciles de definir.

Fig. 8.15
TECNICA DE SEPARACION DEL GASTO BASE EN HIDROGRAMAS DE TORMENTAS SUCESIVAS



El flujo base definido para el hidrograma de tormentas sucesivas analizado en la Fig. 8.15 anterior, se tienen en la Fig. 8.16 de la página siguiente.

Otras técnicas de análisis de hidrogramas más precisas y por ello más sofisticadas, pueden ser consultadas en la referencia recomendada 1 y en la referencia 19, páginas 402 y 403.

8.6.4.4 SEPARACION ANALITICA DE LOS TRES COMPONENTES DEL HIDROGRAMA. En estudios de investigación hidrológica, puede ser necesario disponer de los hidrogramas de cada componente del escurrimiento total. El procedimiento a seguir se inicia dibujando en un papel semilogarítmico el hidrograma total, a continuación se define la curva de vaciado del agua subterránea (que es la recta AB, en la Fig. 8.17). Las ordenadas residuales arriba de la curva de recesión representan el escurrimiento superficial y el subsuperficial. Si se dibuja este hidrograma sobrante se podrá definir la curva de vaciado del escurrimiento subsuperficial (recta CD, en la Fig. 8.17) y posteriormente se dibujará a partir de las ordenadas residuales, el hidrograma de escurrimiento directo (19,404). Ver Fig. 8.17 (19,403) de la página siguiente.

Fig. 8.16
GASTO BASE EN UN HIDROGRAMA DE TORMENTAS SUCESIVAS

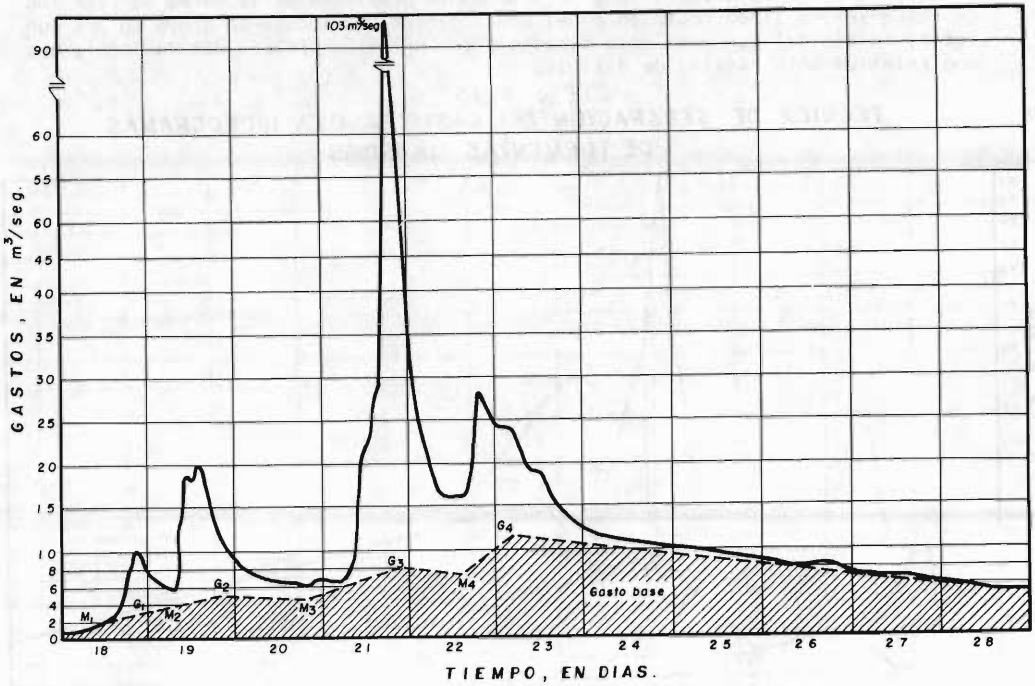
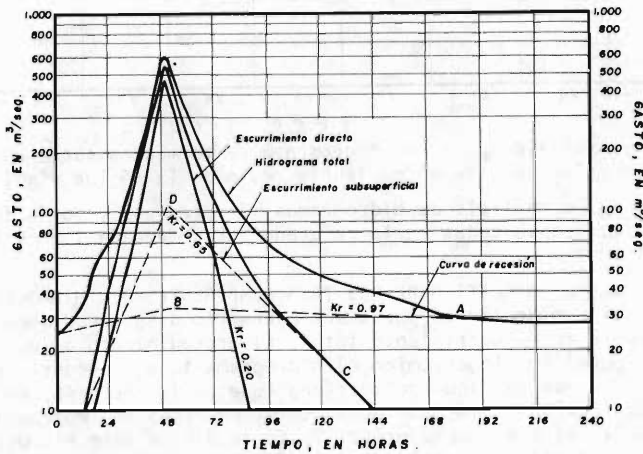


Fig. 8.17
SEPARACION ANALITICA DE LOS TRES COMPONENTES DE UN HIDROGRAMA.
 (Ejemplo 8.3)



En el ejemplo numérico siguiente se aplica el procedimiento anteriormente descrito y se evalúan las constantes de recesión de cada curva de vaciado.

EJEMPLO 8.3:

Aplicar el procedimiento descrito en el inciso 8.6.4.4 anterior, para obtener los hidrogramas y las constantes de recesión de cada componente del hidrograma total, tomado éste de la referencia 19, página 403 (figura 15-11) y mostrado en la Fig. 8.17 de la página anterior.

SOLUCION: En la Tabla 8.10 siguiente se tienen tabulados los cálculos auxiliares y en la Fig. 8.17 se han concentrado las conclusiones del análisis.

TABLA 8.10
TABLA PARA EL CALCULO DE LAS CONSTANTES DE RECESION (Kr).

(1)	(2)	(3)	(4)=(2)-(3)	(5)	(6)=(4)-(5)	(7)	(8)	(9)	
HORA	GASTO m ³ /Seg	GASTO BASE m ³ /Seg	ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL Y DIRECTO m ³ /Seg	ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL m ³ /Seg	ESCURRIMIENTO DIRECTO m ³ /Seg	CONSTANTES DE RECESION			
						(Kr) _{gb}	(Kr) _{ss}	(Kr) _{ed}	
0	25	25.0	0						
12	35	27	8	8	0				
24	72	28.5	43.5	20	23.5				
36	150	30	120	44	76				
48	600	34	566	110	456				
60	300	33.5	266.5	89	177.5				
72	160	33	127	65	62 *				
84	95	32.5	62.5	47	15.5 *			0.25	
96	69	32	37.0	34	3 *			0.19	
108	56	31.5	24.5	24	0.5 *			0.17	
120	50	31	19	19 *	0				
132	45	30.5	13	13 *			0.76		
144	40	30	10	10 *			0.69		
156	36	29.6	6.4	6.4 *			0.77		
168	32	29.5	2.5	2.5 *			0.64		
180	30	29	1	1 *			0.40		
192	29	29 *	0						
204	28	28 *	0				0.97		
216	27	27 *	0				0.96		
228	26	26 *	0				0.96		
240	25.5	25.5 *	0				0.98		
* PUNTOS DE LAS CURVAS DE VACIADO.						PROMEDIO	0.97	0.65	0.20

8.6.5 CALCULO DE VOLUMENES ESCURRIDOS.

8.6.5.1 IDEAS GENERALES. El hidrograma en un punto de un río permite conocer la fluctuación del gasto, sus fechas o épocas de ocurrencia, así como sus magnitudes extremas, sin embargo, su utilidad más importante radica en el cálculo del volumen escurrido en la corriente, en un día, un mes o un año.

Como el hidrograma de un río relaciona gastos contra tiempos, el área bajo tal gráfica representa el volumen escurrido, ya que el gasto es el volumen que circula en la unidad de tiempo; entonces, cuantificando el área bajo un hidrograma en un cierto intervalo, se obtendrá el volumen escurrido por la corriente en dicho lapso.

De acuerdo a lo anterior, será prioritario contar con una curva de elevaciones--gastos en el punto del río en que se efectuará la evaluación del volumen escurrido, asimismo, es indispensable contar con un registro de niveles del agua, que abarque el período en el cual se practicaron los aforos. El registro de niveles podrá provenir de lecturas de escala o de un limnógrafo (33,157).

Por lo general, es conveniente al hacer cálculos de volúmenes escurridos, dividir el año en dos épocas: la de estiaje, caracterizada por escurrimientos poco fluctuantes o constantes y la época de lluvias y avenidas, en donde el gasto tiene grandes variaciones y las curvas de elevaciones-gastos cambian como consecuencia de las modificaciones del cauce por socavaciones o depósitos, sobre todo, si el -

tramo de aforos es poco firme (33,157).

8.6.5.2 PROCEDIMIENTOS DE CALCULO DEL VOLUMEN ESCURRIDO DIARIO. Básicamente existen tres procedimientos de cálculo del volumen escurrido, según la información -- disponible (33,165), estos son:

- 1o. Cálculo basado en lecturas de escala y tabla de gastos.
- 2o. Cálculo basado en registro de limnógrafo y curva de elevaciones-gastos.
- 3o. Cálculos basados directamente en aforos.

CALCULO BASADO EN LECTURAS DE ESCALA. En corrientes con flujo bastante constante y cauce firme, o bien, en la época de estiaje, es suficiente contar con lecturas de escala a las 6, 12 y 18 horas y tabla de gastos. El procedimiento de cálculo -- se inicia estimando la lectura correspondiente a las 24 horas, como el promedio -- de la obtenida a las 18 horas y la de las 6 de la mañana del día siguiente; en se guida se promedian las cinco lecturas de cada día (0,6,12,18 y 24 horas), aclaran do que la lectura de las 0 horas es la de las 24 horas del día anterior. En la ta bla de gastos se obtiene el gasto en m^3/seg correspondiente a la lectura media -- del día y por último, se multiplica dicho valor del gasto por 86,400 para obtener el volumen escurrido en tal día en metros cúbicos (33,165).

CALCULO BASADO EN REGISTROS DE LIMNIGRAFO. En este caso se comienza por dividir -- el espacio correspondiente a un día, en la hoja del limnógrafo, en un cierto núme ro de partes iguales. Como mínimo se dividirá el día en 4 partes, cuando el flujo haya sido casi constante; como máximo se harán divisiones de una hora, en caso de haberse registrado grandes fluctuaciones en el gasto.

Con auxilio de la tabla de gastos formada o válida para el período que se analiza, se obtienen los gastos en m^3/seg correspondientes a cada división. En seguida, se suman la mitad del gasto de las 0 horas con los gastos intermedios y la mitad del que corresponde a las 24 horas; finalmente, el resultado se multiplica por el lap so en segundos entre dos ordenadas, o sea, el tiempo de los intervalos utilizados, para obtener el volumen escurrido en ese día en m^3 .

El gasto medio diario se obtiene dividiendo el volumen escurrido diario entre --- 86,400 (33,169).

CALCULO BASADO DIRECTAMENTE EN AFOROS. Las estaciones de aforo afectadas por re-- mansos, o por la apertura y cierre de tomas y derivaciones, o bien, en las cuales la sección y tramo de aforos no es estable, no es posible establecer una relación elevaciones-gasto confiable y entonces el cálculo de los volúmenes escurridos se basa directamente en el gasto de cada aforo.

Si no se dispone de lecturas de escala, se considera que el gasto varía uniforme-- mente entre un aforo y el siguiente y entonces es posible cuantificar el volumen escurrido entre ambos aforos. En caso de disponer de observaciones de escala sufi-- cientes, primeramente se dibuja un limnograma, el cual se transforma a hidrograma con ayuda de los aforos disponibles y posteriormente se aplica el método expuesto para procesar los registros de limnógrafo (33,169).

8.6.5.3 GASTOS MEDIO DIARIO Y MAXIMO INSTANTANEO. El gasto medio diario es un cau dal uniforme durante las 24 horas (de medianoche a medianoche), el cual aporta el mismo volumen escurrido por la estación de aforos, durante tal período (27,301). En general, los datos sobre el flujo en un río se publican en forma de gastos me-- dios diarios, lo anterior, es bastante satisfactorio en grandes ríos, sin embar-- go, en los ríos pequeños con cuencas también pequeñas, o donde el almacenamiento en los cauces es reducido, el hidrograma puede tener fuertes fluctuaciones en pocas horas y entonces, los gastos medios diarios no representan ni aproximadamente el hidrograma real.

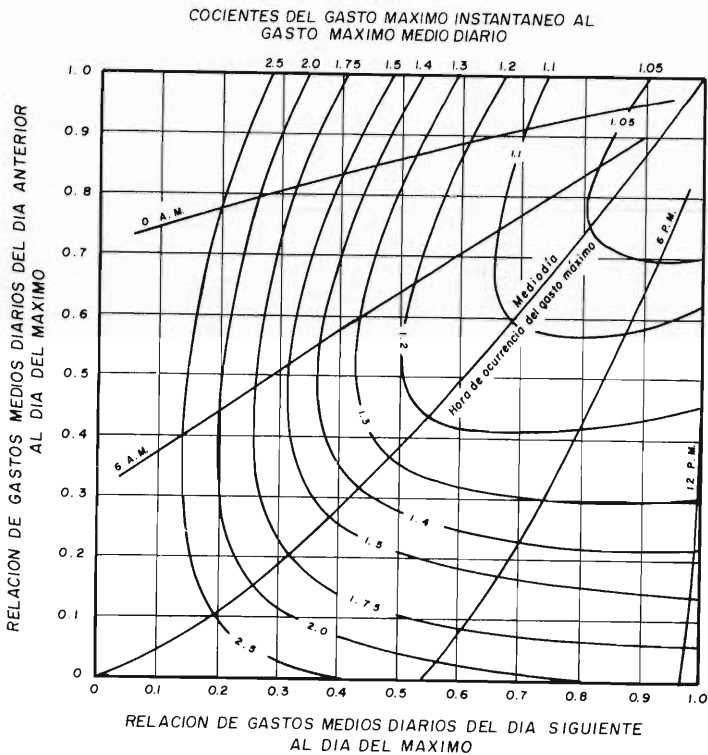
Para contrarrestar la deficiencia anterior, la información hidrométrica sobre el régimen de la corriente se ha venido complementando con los gastos máximos y míni

mos instantáneos mensuales, sus fechas de ocurrencia y sus lecturas de escala, así como con los volúmenes escurridos mensuales y los respectivos resúmenes anuales. Como ejemplo de lo anterior, en la página siguiente se presenta la Tabla 8.11 con información hidrométrica de una estación de aforos; tal información procede de un boletín hidrológico de la S.A.R.H. (ver inciso siguiente).

Por otra parte, si se dispone únicamente de la información sobre gastos medios -- diarios en la corriente y se desea realizar una estimación del gasto máximo instantáneo, se puede utilizar el gráfico desarrollado por W.B. Langbein (1944), dado en la Fig. 8.18 siguiente. En el gráfico de Langbein el gasto máximo instantáneo se expresa en función del gasto máximo diario y de sus cocientes con los gastos medios diarios de los días anterior y posterior al máximo.

Fig. 8.18

GASTO MAXIMO INSTANTANEO Y HORA DE OCURENCIA CON RELACION AL GASTO MEDIO DIARIO



Investigaciones recientes en la Universidad del Estado de Colorado, U.S.A., indican que el gráfico de Langbein reporta resultados razonables en ríos con contribución significativa del agua subterránea, como por ejemplo, en corrientes perennes. En corrientes de tipo intermitente, la Fig. 8.18 sólo se puede utilizar en la época de avenidas y definitivamente no es aplicable en corrientes efímeras (27,302).

En general se puede indicar que los resultados obtenidos con el gráfico de Langbein, son progresivamente deficientes conforme el volumen del gasto base disminuye.

8.6.5.4 CALCULO DE VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES Y ANUALES. Los procedimientos expuestos en el inciso 8.6.5.2 permiten cuantificar el volumen escurrido diario,

TABLA 8.11

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE PLANEACION, DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA

DIVISION CUENCA CORRIENTE ESTACION
SAN JUAN RIO PESQUERIA RIO SALINAS CIENEGA DE FLORES
AÑO DE 1968

DIA	GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	.922	.998	1.418	1.569	.756	.435	.324	.267	14.92	1.133	1.170	.664
2	.900	1.149	1.434	1.391	.776	.338	.323	.262	10.42	1.143	1.094	.653
3	.963	1.007	1.435	1.347	.746	.341	.335	.274	.516	1.114	.780	.648
4	.964	.806	1.431	1.307	.734	.343	.323	.265	.324	5.990	1.066	.669
5	.983	.575	1.355	1.254	.741	.341	.323	.279	72.77	1.313	1.110	.708
6	.964	.639	1.336	.721	.748	1.274	27.33	.250	36.03	1.205	1.120	.730
7	.963	.513	1.398	.662	.744	.638	.838	.277	31.62	1.210	.736	.674
8	.960	.510	1.447	.645	.744	.668	.513	.267	.258	1.157	.999	.726
9	.933	.401	1.449	.643	.748	.349	.298	.262	.282	1.159	.682	.681
10	1.178	.394	1.436	.644	.753	.298	.261	.247	25.00	1.358	.677	.673
11	1.215	.394	1.432	.644	.753	.295	.261	.245	20.51	1.674	.685	.685
12	1.201	.396	1.476	.664	.750	.298	.262	.248	15.23	1.280	.676	.656
13	.980	.425	1.354	.644	.749	.334	.247	.277	4.214	1.056	.692	.654
14	.985	.379	1.345	.644	.747	.335	.251	.271	2.425	.983	.700	.666
15	.986	.442	1.362	.640	.738	.333	.303	.269	1.578	.937	.728	.702
16	.980	1.373	.590	.742	.323	.929	.908	.257	1.350	2.177	.679	.682
17	.897	2.401	.488	.751	.736	.323	.908	.257	1.341	52.71	.679	.680
18	.664	1.419	.422	.688	.328	.335	.705	.256	1.219	3.010	.665	.685
19	1.047	1.417	.387	.666	.327	.329	.529	.404	1.210	1.210	.664	.669
20	1.012	1.381	.385	.682	.326	.334	.512	.254	1.201	1.051	.697	.655
21	1.009	1.432	.385	.684	.324	.337	.512	.254	1.093	51.56	.684	.666
22	1.008	1.433	.385	.649	.312	.336	.303	.193	1.079	51.56	.684	.664
23	.992	1.401	.385	.721	.324	.336	.256	.180	1.149	14.47	.696	.654
24	1.050	1.417	.386	.644	.319	.337	.256	.180	1.082	1.963	.692	.664
25	1.032	1.398	.465	.589	.336	1.249	.240	.090	1.068	1.045	.691	.670
26	1.016	1.368	1.414	.350	.336	.704	.221	.192	1.110	1.030	.685	.679
27	1.090	1.417	1.464	.316	.329	.532	.219	.257	1.117	1.101	.685	.663
28	1.015	1.398	1.400	.315	.332	.537	.210	.257	1.082	1.125	.666	.687
29	1.009	1.397	1.375	.319	.311	.348	.211	.488	1.082	1.082	.674	.674
30	1.008		1.372	.370	.328	.337	.204	.438	1.086	1.122	.660	.659
31	.968		1.351		.344		.269	.434		1.138		.676

RESUMEN ANUAL

	GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO Y ESCALA EN METROS						ESCALAS EXTREMAS			VOLUMEN EN MILES M3
	MAXIMOS		MINIMOS		GASTO MEDIO	EN METROS		EN MILES M3		
	DIA	GASTO	ESCALA	DIA		GASTO	ESCALA			
ENERO	11	1.217	2.17	17	.886	2.03	1.009	2.17	2.03	2702
FEBRERO	16	1.435	2.28	14	.375	1.82	.990	2.28	1.82	2481
MARZO	26	1.490	2.30	19	.385	1.71	1.087	2.30	1.71	2913
ABRIL	2	1.397	1.26	27	.315	1.82	.725	1.26	1.82	1880
MAYO	2	.380	1.86	29	.308	1.80	.337	1.86	1.80	904
JUNIO	6	1.402	2.28	10	.295	1.80	.429	2.28	1.80	1113
JULIO	6	122.500	3.20	29	.200	1.74	1.250	3.20	1.74	3347
AGOSTO	19	4.286	2.34	24	.083	1.78	.295	2.31	1.78	789
SEPTIEMBRE	5	177.500	3.52	8	.127	1.82	8.458	4.01	1.72	13829
OCTUBRE	22	317.000	4.01	14	.937	1.72	5.163	4.01	1.68	1965
NOVIEMBRE	1	1.190	1.72	27	.652	1.68	1.675	1.72	1.68	1807
DICIEMBRE	5	.734	1.74	3	.632	1.68	1.760	1.74	1.68	5652
ANUAL		317.000	4.01		.083	1.78		4.01	1.68	

DATOS HIDROMETRICOS MENSUALES

DIVISION CUENCA CORRIENTE ESTACION
SAN JUAN RIO PESQUERIA RIO SALINAS CIENEGA DE FLORES

MES	GASTO		VOLUMEN		GASTO		VOLUMEN		GASTO		VOLUMEN	
	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO	MEDIO	MAXIMO	MEDIO
	M3/S	M3/S	M3/S	MILES M3	M3/S	M3/S	MILES M3	M3/S	M3/S	M3/S	M3/S	MILES M3
1930												
ENE	.65	.03	.28	754	15.30	2.69	3.61	9657	1.44	.44	1.09	2510
FEB	.11	.02	.06	139	11.50	2.92	3.90	9433	.52	.13	.29	737
MAR	.08	.02	.04	97	3.27	1.82	2.52	6737	4.82	.19	.71	1906
ABR	84.96	.63	.69	177	1.48	1.64	4.247	.19	.05	.10	262	
MAY	104.74	.67	4.75	12720	3.54	.80	1.22	3276	1.20	.03	.10	278
JUN	317.90	1.25	14.04	26399	28.42	.40	1.42	3688	19.04	.02	.42	1073
JUL	53.60	.85	2.28	6095	73.40	.40	4.22	11303	75.50	.02	2.73	7324
AGO	12.40	.22	.80	2152	446.50	.90	7.12	19075	92.00	.02	1.67	4462
SEP	102.60	.15	3.00	7774	1.25	.75	.86	2353	18.10	2.98	5.09	13629
OCT	159.50	.11	5.74	15383	1.25	.90	1.12	2896	46.30	2.52	5.02	13001
NOV	81.00	5.40	7.78	20175	12.34	.98	1.77	4748	2.05	3.77	10095	
DIC	7.10	3.86	4.62	12373								
ANUAL	317.90	.02	3.67	115837	446.50	.20	2.50	78851	244.10	.02	2.68	84749
1931												
ENE	3.67	2.65	2.68	7190	3.30	2.40	2.79	7464	1.87	1.03	1.17	3132
FEB	7.00	1.66	2.17	5251	2.40	1.71	2.02	4879	6.50	1.03	1.32	3198
MAR	2.61	1.30	1.88	6346	1.79	1.56	1.58	4224	1.15	.76	.92	2459
ABR	9.25	.90	.95	2475	10.02	1.56	2.01	5217	1.30	.50	.69	1766
MAY	13.75	.03	.14	367	25.85	1.10	2.02	5406	249.50	.40	3.15	8434
JUN	35.36	.03	1.56	4035	23.66	.88	1.53	3956	46.90	1.75	5.08	13179
JUL	201.80	.06	5.46	14625	73.83	.80	2.17	5811	117.00	1.53	9.27	24638
AGO	111.45	2.00	11.94	31974	3.72	.88	1.20	3115	318.90	1.30	19.56	59708
SEP					7.74	1.10	1.39	3715	29.25	2.25	3.03	8123
OCT					3.59	1.25	1.43	3706	8.50	2.70	3.30	8554
NOV					1.48	1.37	1.43	3832	3.28	2.50	2.73	7108
DIC	4.10	3.20	3.54	9473								
ANUAL					73.83	.80	1.72	54395	318.90	.40	4.34	137013

con cuya suma se obtienen los volúmenes escurridos mensuales y con la suma de estos últimos, los escurrimientos anuales, o régimen anual de la corriente.

En la República Mexicana los organismos federales que recaban y publican información hidrométrica son: S.A.R.H., C.I.L.A. y C.F.E., los cuales editan boletines hidrológicos en los que se presentan para cada estación de aforos, una descripción de su ubicación, estructuras con que cuenta, período de observaciones, gastos medios diarios, volúmenes escurridos mensuales y anuales y gastos máximos.

En el caso de la S.A.R.H., este organismo publica sus boletines hidrológicos por regiones hidrológicas, que están integradas por las grandes cuencas de los ríos - que constituyen sistemas hidráulicos definidos, o por varias cuencas homogéneas - de segunda importancia, con tal criterio se han definido 37 regiones que se indican en la Fig. 8.19 siguiente.

Fig. 8.19

REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

(SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA, S.A.R.H.)



8.7 ANALISIS DE VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES.

8.7.1 DEDUCCION DE REGISTROS FALTANTES.

Quando se requiere estimar los valores faltantes de un registro de volúmenes escurridos anuales, básicamente se cuenta con los análisis de regresión y correlación aplicados a los registros hidrométricos cercanos, o a las lluvias anuales de una estación pluviométrica ubicada dentro de la cuenca de la estación de aforos incompleta.

En el primer caso, se busca la mejor correlación entre el registro anual incompleto y otro de una estación hidrométrica cercana que contenga la información faltante y con auxilio de la ecuación de regresión encontrada (ecuación C.4 del Anexo C), se estiman los valores faltantes. En este tipo de análisis un valor del coeficiente de correlación (ecuación C.11 del Anexo C) de 0.80 o mayor, se considera bastante aceptable.

En el segundo caso, se plantean ecuaciones que relacionan a la lluvia anual con -

el escurrimiento. La relación más sencilla es del tipo siguiente (40,99):

$$V_a^i = (1/S)(P - P_o) \quad (8.11)$$

en la cual:

V_a^i = escurrimiento específico anual, en milímetros, igual a:

$$V_a^i = \frac{V_a}{1,000 A} \quad (8.12)$$

siendo, V_a el volumen escurrido anual en m^3 y A el área de cuenca en Km^2 .

S = pendiente de la recta que representa la relación entre V_a^i y la lluvia anual, igual a $\Delta P / \Delta V_a^i$, para un gráfico en cuyas ordenadas se dibuje la lluvia anual (P) y en las abscisas los volúmenes específicos (V_a^i).

P = lluvia anual, en milímetros.

P_o = lluvia anual que no produce escurrimiento, en milímetros, es decir, la ordenada al origen de la recta que representa la relación entre V_a^i y P . En el ejemplo 8.5 de la página 8-41 se ilustra su estimación.

El escurrimiento anual estimado con la ecuación 8.11 está sujeto a grandes errores y sólo es recomendable este tipo de relaciones sencillas en cuencas poco sujetas a las variaciones estacionales o de otros tipos, por ejemplo, en el caso de cuencas muy impermeables (40,99).

En otras ocasiones, se sustituye la precipitación anual (P) de la ecuación 8.11, por la llamada Precipitación Efectiva P_i , cuyo efecto es más real en el escurrimiento. La precipitación anual efectiva se puede estimar por cualquiera de las dos expresiones siguientes (12,726):

$$P_i = A P_i + B P_{i-1} + C(P_{i-2} + P_{i-3} + P_{i-4}) \quad (8.13)$$

$$P_i = D P_i + E P_{i-1} \quad (8.14)$$

normalmente, los valores de A, B y C se ajustan por el método de los mínimos cuadrados o por tanteos, siendo sus intervalos medios de variación los siguientes (12,726):

$$0.50 \leq A \leq 0.70$$

$$0.70 \leq B \leq 0.40$$

$$C = 0.10$$

en general, es suficiente sólo tomar en cuenta la lluvia del año precedente y por ello la ecuación 8.14 es bastante utilizada, con los siguientes valores medios para España (12,730):

$$D = 0.75$$

$$E = 0.25$$

Para la estimación de volúmenes escurridos mensuales faltantes, casi siempre resultará preferible intentar regresiones a nivel mensual con los datos de una o varias estaciones hidrométricas cercanas y seleccionar la mejor correlación para la inferencia. También se pueden intentar correlaciones con la lluvia mensual o alguna combinación de ésta, para tomar en cuenta las lluvias antecedentes.

8.7.2 INCREMENTO DEL REGISTRO ANUAL POR REGRESION.

Comúnmente se puede indicar que existe un grado mínimo de correlación entre los volúmenes escurridos anuales de corrientes vecinas, o entre escurrimientos y precipitaciones, que todavía es aceptable para ampliar una serie de observaciones. Este valor mínimo de correlación es aquel que induce un error menor que el error de muestreo de la serie más corta (25,C.6).

Para determinar cuantitativamente si la correlación existente entre el registro corto, cuyo número de años es N_c y el registro largo N_L , es aceptable, se evalúa la denominada Longitud Efectiva N , que debe ser mayor que N_c para que la extensión de la serie corta sea eficaz, es decir, para no introducir un error mayor que el de muestreo. La longitud efectiva se evalúa por la fórmula siguiente (25,C.6):

$$N = \frac{N_c + N_e}{1 + \frac{N_e}{N_c - 2} (1 - r^2)} = \frac{N_L}{1 + \frac{N_e}{N_c - 2} (1 - r^2)} \quad (8.15)$$

siendo, N_e el número de años de extensión de la serie, por lo tanto, igual a N_L - menos N_c y r el coeficiente de correlación de las N_c parejas de valores del escurrimiento anual.

Entonces, si una serie de 5 años se correlaciona con una de 20 años y $r=0.80$, la longitud efectiva de la serie incrementada es de 7.1 años, por lo cual, la regresión aportó una ganancia de 2.1 años (25,C.7). Si r fuese igual a 0.63 la ampliación del registro no tendría efecto ya que $N = 5$ años; en cambio, si N_c fuera igual a 10 años, la extensión de la serie corta en base a la de 20 años, perdería su efecto cuando r resultara menor de 0.45 (17,31).

Otra forma de abordar el problema sobre la conveniencia de incrementar el registro anual de una estación hidrométrica, es a través del concepto de Eficiencia Estadística (E) expuesto y ejemplificado en el Anexo C, inciso C.4, sugiriéndose su consulta.

8.7.3 HOMOGENEIDAD, CONSISTENCIA Y ESTACIONALIDAD.

8.7.3.1 IDEAS GENERALES Y DEFINICIONES. Varias características estadísticas de las series cronológicas de escurrimientos anuales, como la media, desviación típica y correlación serial, son afectadas cuando la serie presenta tendencia en la media o en la variancia, o cuando ocurren saltos negativos o positivos; tales anomalías son producidas por la pérdida de homogeneidad y la inconsistencia.

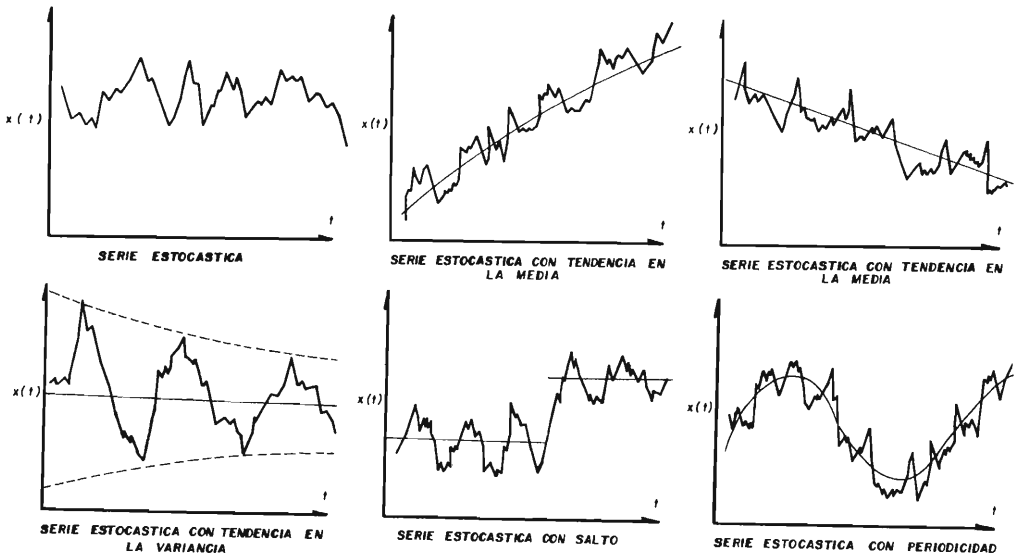
En general, la falta de homogeneidad de los datos es común en las series cronológicas de escurrimiento, ya que es inducida por las actividades humanas (inclusive por el muestreo), o producida por procesos naturales súbitos, como incendios forestales, terremotos, deslizamientos de laderas y erupciones volcánicas.

Comúnmente las actividades humanas como: deforestación, apertura de nuevas áreas al cultivo, rectificaciones de cauces, construcción de embalses y reforestación, originan tendencia en la media o en la variancia; en contraste con los procesos naturales repentinos, que pueden dar lugar a saltos en la serie. Lo anterior se esquematiza en la Fig. 8.20 siguiente.

Fig. 8.20

SERIES CRONOLÓGICAS CON COMPONENTES ALEATORIAS Y DETERMINISTAS DE VARIOS TIPOS

(C.T. Haan, 1977 y E.F. Schulz, 1976)



Por otra parte, la consistencia de un registro existe cuando cada observación o evento proviene de la misma población, entonces, puede terminar en cada ocurrencia de inhomogeneidad (27,47). En la práctica, los términos consistencia y homogeneidad son frecuentemente utilizados como sinónimos.

La revisión de la historia de la estación de aforos, incluyendo los cambios en sus alrededores y en su cuenca, puede servir para detectar inconsistencias, las cuales posteriormente se confirman o descartan por medio de pruebas estadísticas a la media o variancia, o bien, a través del análisis de curva masa doble.

Es oportuno indicar que la llamada 'Estacionalidad' de una serie cronológica, existe cuando los parámetros estadísticos (media y variancia) no cambian con respecto al tiempo (18,312). Entonces, la falta de estacionalidad resulta cuando se presenten tendencia o componentes periódicas (ver Fig. 8.20).

La identificación, descripción y supresión de la inconsistencia, es una de las primeras tareas del análisis estadístico de la información hidrométrica disponible, cuya importancia es relevante en todas las estimaciones y análisis posteriores.

8.7.3.2 USO DE PRUEBAS ESTADÍSTICAS PARA PROBAR LA HOMOGENEIDAD. Las pruebas estadísticas que son utilizadas para detectar inhomogeneidad en una serie cronológica de escurrimientos anuales, son la prueba de la t de Student para la media (inciso 4.4.1.5 del capítulo 4), cuando ésta no es aplicable, se empleará el criterio de Cramer (inciso 4.4.1.6 del cap. 4) y como alternativa más versátil se tiene la prueba de Wald-Wolfowitz (inciso 4.4.1.7 del cap. 4). En el ejemplo numérico siguiente se muestra la aplicación de las pruebas citadas.

EJEMPLO 8.4:

Determinar a través de las pruebas estadísticas de la t de Student, de Cramer y de Wald-Wolfowitz, si el registro anual de escurrimientos de la estación hidrométrica 'Pablillo', en el río del mismo nombre y perteneciente a la Región Hidrológica No. 25 (Ríos San Fernando y Soto La Marina), es homogéneo. El registro citado se tiene en la Tabla 8.12 siguiente.

TABLA 8.12
VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES EN HECTOMETROS CUBICOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA "PABLILLO"
EN EL RIO PABLILLO, DE LA REGION HIDROLOGICA N° 25
(RIOS SAN FERNANDO Y SOTO LA MARINA)

Nº	AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO	Nº	AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO	Nº	AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO
1	1952	54.198	10	1961	39.812	19	1970	204.731
2	1953	45.497	11	1962	34.697	20	1971	84.863
3	1954	43.491	12	1963	22.463	21	1972	435.084
4	1955	212.800	13	1964	39.226	22	1973	374.650
5	1956	30.976	14	1965	24.340	23	1974	62.921
6	1957	15.829	15	1966	133.327	24	1975	116.658
7	1958	180.710	16	1967	277.791	25	1976	212.591
8	1959	26.914	17	1968	142.251	26	1977	134.282
9	1960	50.177	18	1969	197.892	27	1978	222.933

SOLUCION: Primeramente se han dibujado los datos en forma de serie cronológica, para determinar si en ellos se observa algún tipo de inhomogeneidad; en este caso se detecta un probable salto en la media, como se ilustra en la Fig. 8.21 de la página siguiente.

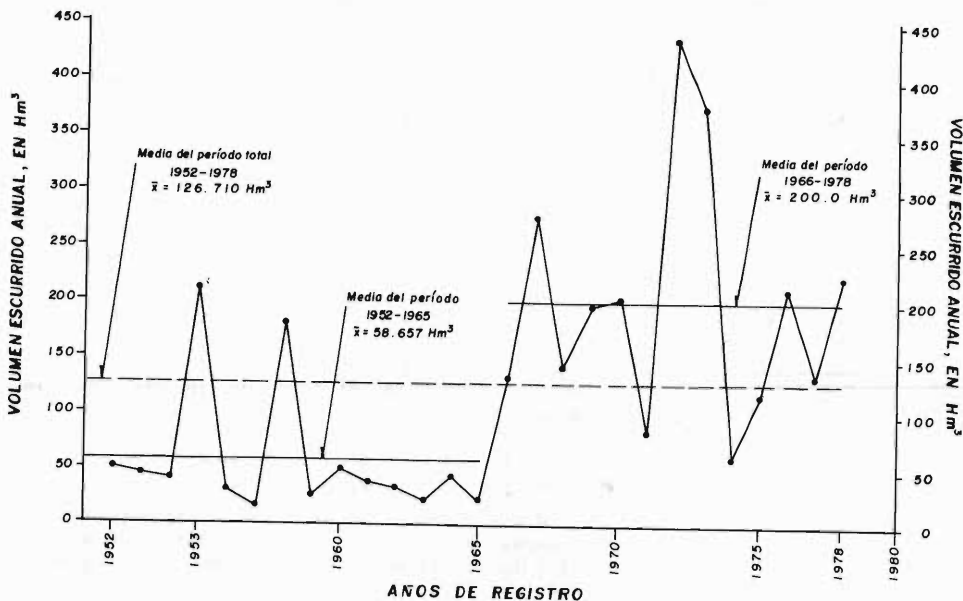
También en la Fig. 8.21 se han indicado las submuestras por contrastar, períodos 1952-1965 y 1966-1978.

Por lo anterior, las pruebas de la t de Student y de Cramer estarán orientadas a

determinar si las medias de cada submuestra son estadísticamente diferentes, en cambio, la prueba de Wald-Wolfowitz determinará si las submuestras proceden de la misma población o de poblaciones diferentes.

Fig. 8.21

ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD DEL REGISTRO ANUAL DE ESCURRIMIENTOS DE LA ESTACION HIDROMETRICA "PABLILLO", DE LA REGION HIDROLOGICA No. 25



PRUEBA DE LA t DE STUDENT.

De acuerdo a los datos (Tabla 8.12 y Fig. 8.21) y a la ecuación 4.8 se tiene:

$$t_d = \left| \frac{58.657 - 199.998}{\sqrt{\frac{46,552.683 + 143,621.99}{14 + 13 - 2} \left(\frac{1}{14} + \frac{1}{13} \right)}} \right| = \left| \frac{-141.341}{(1,128.509)^{1/2}} \right| = 4.207$$

para el ejemplo, el número de grados de libertad es: $\nu = n_1 + n_2 - 2 = 25$, por lo tanto, el valor crítico de t es igual a 2.060 según Tabla 4.11 del capítulo 4. Como t_d es mayor que 2.06 las medias de las submuestras son estadísticamente diferentes, por lo cual existe evidencia de inhomogeneidad del registro.

PRUEBA DE CRAMER.

De acuerdo a los datos (Tabla 8.12 y Fig. 8.21) y a las ecuaciones 4.11 y 4.12 se tiene:

$$\tau_k = \frac{(200.00 - 126.71)}{111.775} = 0.656$$

$$t_k = \left\{ \frac{13(27 - 2)}{27 - 13[1 + (0.656)^2]} \right\}^{1/2} (0.656) = 4.079$$

como t_k es mayor que t crítica, igual a 2.06, la serie es inhomogénea.

PRUEBA DE WALD-WOLFOWITZ.

Al ordenar en forma progresiva de magnitud los datos de la Tabla 8.12, se determinan 6 secuencias (ver inciso 4.4.1.7 del capítulo 4) y de acuerdo a la Tabla 4.12 también del cap. 4 se tiene que el número crítico de secuencias es 9, por lo cual,

la serie es inhomogénea.

Entonces, en base a los resultados de las pruebas estadísticas aplicadas se concluye que el registro de volúmenes escurridos anuales de la estación hidrométrica Pablillo, es inhomogéneo, presentando un salto en su media.

8.7.3.3 METODO DE GOULD PARA PROBAR Y CORREGIR INCONSISTENCIA. Tomando en cuenta que en general los registros anuales de lluvia, están menos sujetos a errores que los registros de escurrimiento, B.W. Gould (1961) propuso un procedimiento para detectar y ajustar un registro anual de volúmenes escurridos, cuando éste presenta inconsistencia (11,8). El procedimiento consta de los pasos siguientes:

Paso 1) Se verifica la consistencia de los registros anuales de lluvia de las estaciones pluviométricas en la cuenca y/o cerca de ella, por medio del método de la curva masa doble (inciso 4.4.1.8 del cap. 4). En caso de detectar inconsistencia, se corrige.

Paso 2) En seguida se determinan las lluvias anuales en la cuenca de la estación hidrométrica, haciendo uso de la técnica de los polígonos de Thiessen (inciso 4.5.4 del cap. 4), lo anterior a partir de los registros consistentes y los corregidos.

Paso 3) A continuación se construye un diagrama de dispersión (inciso C.1.3 del Anexo C) y se encuentra la relación entre el escurrimiento específico anual (ecuación 8.12) y la lluvia anual en la cuenca, determinada en el paso anterior. La relación citada se encuentra a través de las ecuaciones C.11 y C.4 del Anexo C; la primera para calcular el grado de correlación y la segunda para definir la ecuación de regresión correspondiente, con la cual se determina el valor de la lluvia anual que no produce escurrimiento (P_o) en milímetros y que equivale a la ordenada al origen, cuando los escurrimientos específicos anuales se llevaron al eje de las abscisas.

Paso 4) Se construye una curva masa doble entre el volumen escurrido específico anual y la lluvia anual en exceso en la cuenca ($P - P_o$), definida ésta última como la diferencia entre la lluvia anual en la cuenca y la lluvia que no produce escurrimiento (P_o).

Paso 5) Por último, en caso de haber detectado inconsistencia en el registro, ésta se corrige con la técnica descrita en el inciso 4.4.1.8 del cap. 4. -- Cuando se efectúen correcciones por inconsistencia se recomienda dar más 'peso' a los registros recientes, pues éstos pudieran ser más representativos de las condiciones actuales y futuras, ya que las técnicas de conservación de suelos, las prácticas forestales, la apertura de nuevas áreas al cultivo, etc., tienden a influir en la relación lluvia-escurrimiento.

EJEMPLO 8.5:

Verificar por medio del método de Gould si el registro de volúmenes escurridos anuales de la estación hidrométrica Valle de Guadalupe, de la Región Hidrológica - No. 12 parcial (Chapala-Santiago), es consistente. Dicha estación cuenta con 39 años de registro en el período 1942-1980.

SOLUCION: En este caso se aceptó que las lluvias anuales de la estación climatológica Valle de Guadalupe, fueran representativas de la lluvia en la cuenca de la estación de aforos.

En la Tabla 8.13 de la página siguiente, se muestran los volúmenes específicos anuales (ecuación 8.12) y las lluvias anuales en la cuenca, a partir de tales datos se construyó la Fig. 8.22 de la página 8-43, para estimar el valor de la lluvia que no produce escurrimiento P_o , en este caso igual a 607.4 milímetros. Posteriormente, también en la Tabla 8.13 se obtiene la lluvia anual en exceso ($P - P_o$), cuyos valores acumulados, así como los de los escurrimientos específicos anuales per

miten construir una curva masa doble, dada en la Fig. 8.23 de la página 8-44.

En base a la Fig. 8.23 se detecta que el escurrimiento anual de la estación hidrométrica Valle de Guadalupe, es inconsistente. El período 1970-1980 fue considerado inhomogéneo y aunque es el más reciente, por ser únicamente 11 años, se dió más 'peso' a los 28 años más antiguos del registro. Los valores ya corregidos del escurrimiento específico anual se muestran en la Fig. 8.23 .

TABLA 8.13
VALORES NUMERICOS DEL EJEMPLO 8.5

No.	AÑO	Esc. anual en la Est. Hid. Valle de Gpe. Jal, en mm	Lluvia anual en la Est. Pluviométrica Valle de Gpe. Jal, en mm (P)	Lluvia anual en exceso, en mm (P - Po)	No.	AÑO	Esc. anual en la Est. Hid. Valle de Gpe. Jal, en mm	Lluvia anual en la Est. Pluviométrica Valle de Gpe. Jal, en mm (P)	Lluvia anual en exceso, en mm (P - Po)
1	1942	87.5	673.3	65.9	21	1962	67.3	878.7	271.3
2	1943	179.3	953.3	345.5	22	1963	308.7	1,162.7	555.3
3	1944	178.1	873.5	266.1	23	1964	65.9	760.6	153.2
4	1945	71.0	602.3	0	24	1965	300.4	946.5	339.1
5	1946	90.5	839.6	232.2	25	1966	81.0	1,008.6	401.2
6	1947	65.7	683.8	76.4	26	1967	279.3	1,183.2	575.8
7	1948	102.6	861.5	254.1	27	1968	190.9	951.1	343.7
8	1949	30.9	629.9	22.5	28	1969	16.0	697.1	89.7
9	1950	44.0	568.0	0	29	1970	206.4	806.9	199.5
10	1951	66.7	719.1	111.7	30	1971	248.7	709.5	102.1
11	1952	103.1	793.0	185.6	31	1972	34.7	740.7	133.3
12	1953	45.6	788.7	181.3	32	1973	365.2	934.2	326.8
13	1954	24.3	717.9	110.5	33	1974	46.1	632.0	24.6
14	1955	163.2	993.1	385.7	34	1975	221.4	757.3	149.9
15	1956	159.5	901.6	294.2	35	1976	345.2	941.8	334.4
16	1957	4.5	542.0	0	36	1977	170.0	880.3	272.9
17	1958	369.2	1,110.6	503.2	37	1978	223.0	898.0	290.6
18	1959	131.8	737.8	130.4	38	1979	79.3	448.5	0
19	1960	67.3	558.4	0	39	1980	140.7	877.4	270.0
20	1961	147.0	764.7	157.3					

Po : Lluvia anual que no produce escurrimiento = 607.4 mm

8.7.4 ESTIMACION DE PARAMETROS ESTADISTICOS.

8.7.4.1 LONGITUD NECESARIA DEL REGISTRO HISTORICO. La confiabilidad de los parámetros estadísticos calculados a partir de un registro histórico de escurrimientos anuales, es directamente dependiente del número de años de la serie. Por otra parte, el número de años de registro requerido es función de la variabilidad de los datos y consecuentemente variará con el clima y las características físicas de la región.

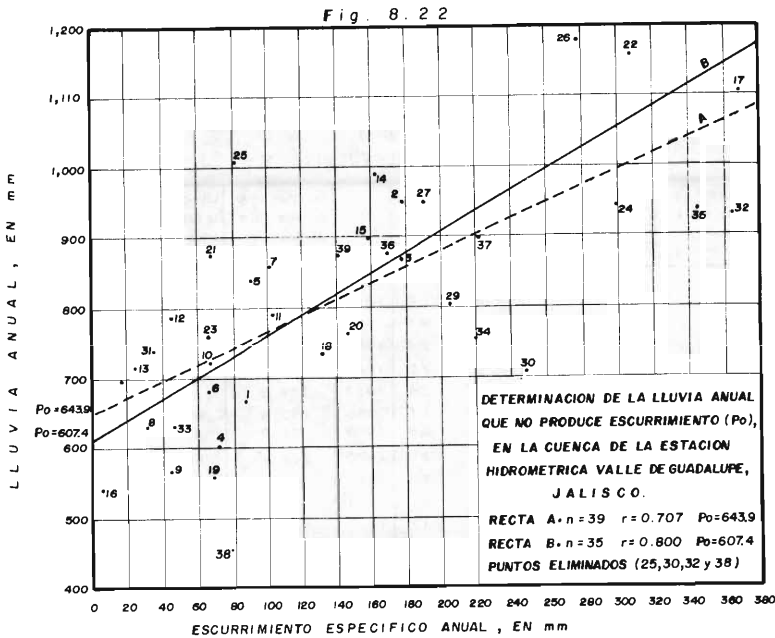
La experiencia en la U.R.S.S. ha conducido a establecer los períodos de registro que se indican en la Tabla 8.14 siguiente, para determinar con aproximación los parámetros estadísticos del escurrimiento.

TABLA 8.14
PERIODOS DE REGISTRO DEL ESCURRIMIENTO NECESARIOS PARA ESTIMAR CON APROXIMACION SUS PARAMETROS ESTADISTICOS (Experiencia en la U. R. S. S.)

TIPO DE ZONA O REGION :	NUMERO DE AÑOS
DE BOSQUE .	> 25
DE ESTEPA .	35
MONTANOSA .	40
SEMIARIDA .	50

Adicionalmente se indica, que si una corriente drena más de un tipo de región, se requerirá un mayor período de registro, ya que se incrementa, por este hecho, la

variabilidad de sus características hidrológicas (31,74).



8.7.4.2 ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL. El valor promedio de un registro anual de escurrimientos, caracteriza al máximo potencial de agua que está disponible en una cuenca y por ello es utilizado como parámetro básico en los inventarios de recursos hidráulicos de una región o país (17,8).

En relación con la confiabilidad del valor medio de un registro histórico, J.J. - Hidore (1963) realizó un análisis de 31 estaciones hidrométricas en U.S.A., con registros de 50 años o mayores y concluyó que series de 10 años tienen desviaciones con respecto a la media muy altas, hasta del 30%, sin embargo, conforme aumenta el tamaño del registro las desviaciones decrecen suavemente, como se ilustra en la Fig. 8.24 siguiente (13,352).

Fig. 8.24
DESVIACION MAXIMA PROMEDIO CON RESPECTO A LA MEDIA DE 50 AÑOS DE REGISTRO (J. J. Hidore, 1963)

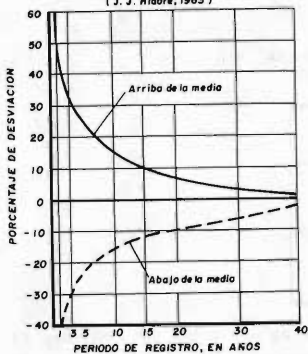
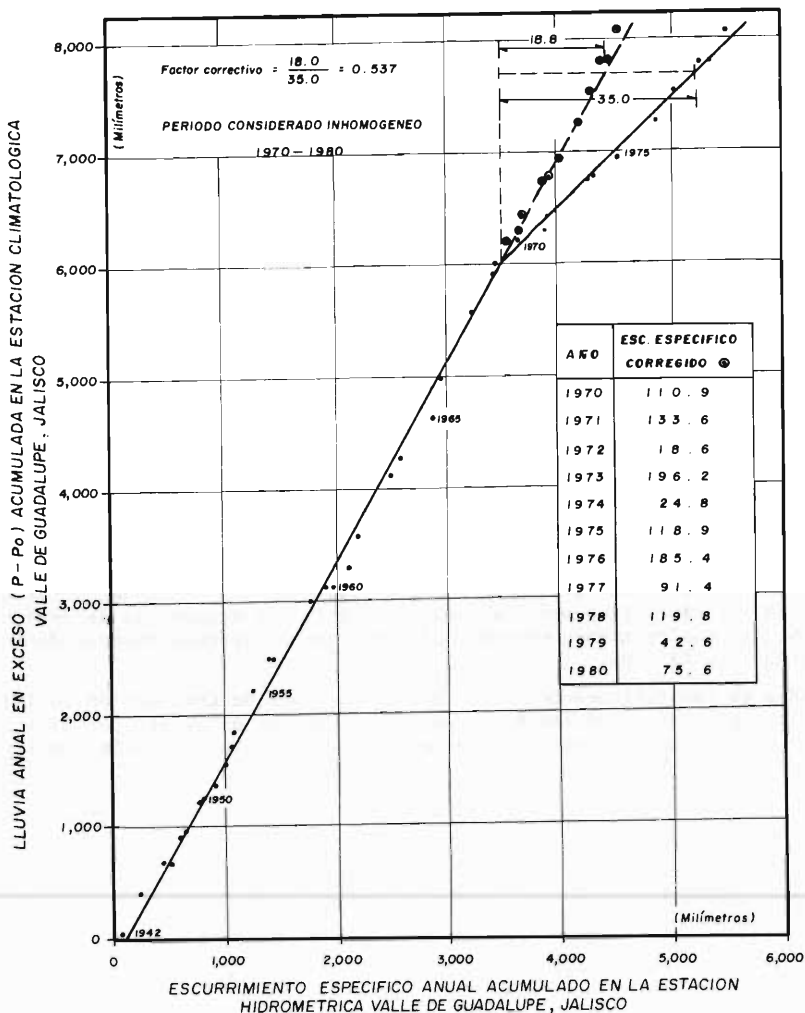


TABLA 8.15
ERROR ESTANDAR DEL COEFICIENTE DE VARIACION (C_v) EN PORCENTAJE DE C_v, PARA LAS DISTRIBUCIONES GAMMA Y NORMAL (ENTRE PARENTESIS) (D. L. Sokolovskiy, 1959)

COEFICIENTE DE VARIACION C _v	AMPLITUD DEL REGISTRO (n), EN AÑOS				
	5	10	20	50	100
0.10	36(32.0)	24(22.6)	16.5(16.0)	10(10.0)	7.2(7.1)
0.20	37(33.0)	25(23.3)	17(16.4)	11(10.4)	7.5(7.4)
0.40	42(37.0)	29(26.0)	19(18.0)	12(11.6)	8.8(8.2)
0.60	50(42.0)	34(29.0)	24(21.0)	14(13.1)	10(9.3)
0.80	60(48.0)	41(34.0)	28(24.0)	17(15.0)	12(11.0)
1.00	70(55.0)	48(39.0)	32(37.0)	20(17.0)	14(12.0)

Fig. 8.23

ANALISIS DE CURVA MASA DOBLE PARA DETECTAR INCONSISTENCIA DEL VOLUMEN ESCURRIDO ANUAL



Por otra parte, el valor del escurrimiento medio anual obtenido del registro anual no corresponde al valor real (\bar{V}) sino al valor muestral (\bar{V}_n), siendo entonces importante conocer con qué exactitud el segundo representa al primero. Tal exactitud se mide a través del error estándar de \bar{V}_n , el cual está definido por la fórmula siguiente (21,11):

$$e(\bar{V}_n) = S/\sqrt{n} \quad (8.16)$$

donde, n es el número de años de registro y S es la desviación típica de los volúmenes escurridos anuales, la cual se calcula con la ecuación A.12 del Anexo A.

Entonces, aunque la prueba de la exactitud de la media se lleva a cabo con la -- distribución t de Student, como se expuso en el inciso 4.4.3.1 del capítulo 4, -- con fines prácticos se pueden utilizar las dos ecuaciones siguientes, para encontrar los límites entre los cuales fluctúa el valor real del escurrimiento medio --

anual (17,10):

$$\bar{V} = \bar{V}n \pm 2 e(\bar{V}n) \quad \text{para el 95\% de confiabilidad.}$$

$$\bar{V} = \bar{V}n \pm 3 e(\bar{V}n) \quad \text{para el 99.7\% de confiabilidad.}$$

Por ejemplo, si el volumen escurrido medio anual de un río es de 50.0 Hm³ evaluado en base a un registro de 20 años, con desviación típica de 10.0 Hm³, entonces, con un 95% de probabilidad el valor medio real del río estará comprendido entre 45.5 y 54.5 Hm³ y con un 99.7% de confiabilidad estará entre 43.3 y 56.7 Hm³.

8.7.4.3 VARIABILIDAD DE LOS ESCURRIMIENTOS ANUALES. El valor del escurrimiento medio anual no da ninguna idea de que tanto el escurrimiento de un año puede diferir del valor promedio. Sin embargo, tales desviaciones son de considerable importancia práctica y de hecho representan uno de los principales aspectos del manejo de los recursos hidráulicos. Como una regla general, se puede indicar que a mayor variabilidad del escurrimiento anual, la regulación y aprovechamiento será más difícil y costosa, por ejemplo, un embalse diseñado para aprovechar el 80% del escurrimiento medio anual, requerirá tres veces más capacidad en un río de Cv = 0.50 que en un río con Cv = 0.30 (17,10).

Por lo anterior, es importante conocer la exactitud con la cual el Cv puede ser evaluado en un registro de n años. Sin embargo, ahora el error estándar e(Cv) depende del tipo de distribución de probabilidades del escurrimiento anual, por suerte las diferencias para los diversos tipos de distribuciones utilizadas no son muy grandes. En la Tabla 8.15 (17,11) de la página 8-43, se tienen los valores de e(Cv) en porcentaje de Cv para las distribuciones normal y gamma de dos parámetros.

8.7.4.4 PERSISTENCIA DEL ESCURRIMIENTO ANUAL. La persistencia es una característica no aleatoria de las series cronológicas de escurrimiento y consiste en la tendencia que se observa en el registro para que un año con gran volumen escurrido sea seguido por otro también de alto volumen, en lugar de uno con reducido escurrimiento. Esta característica permite tomar en cuenta las secuencias de años húmedos y secos, las cuales tienen marcada influencia en el aprovechamiento de los recursos hidráulicos (21,10).

La persistencia es cuantificada por medio del Coeficiente de Correlación Serial de Orden k, el cual indica qué tan fuertemente es afectado un evento por el anterior. k es el defasamiento o retraso (lag) entre eventos y su expresión simplificada es la siguiente (21,10):

$$r_k = \frac{\text{Cov}(x_i, x_{i+k})}{(\text{Var } x_i \cdot \text{Var } x_{i+k})^{1/2}} \quad (8.17)$$

$$r_k = \frac{\left[\frac{1}{n-k} \sum x_i x_{i+k} - \frac{1}{(n-k)^2} \sum x_i (\sum x_{i+k}) \right]}{\sqrt{\frac{1}{n-k} \sum x_i^2 - \frac{1}{(n-k)^2} (\sum x_i)^2} \sqrt{\frac{1}{n-k} \sum x_{i+k}^2 - \frac{1}{(n-k)^2} (\sum x_{i+k})^2}} \quad (8.18)$$

En la ecuación anterior, todas las sumatorias son de i=1 a i=n-k.

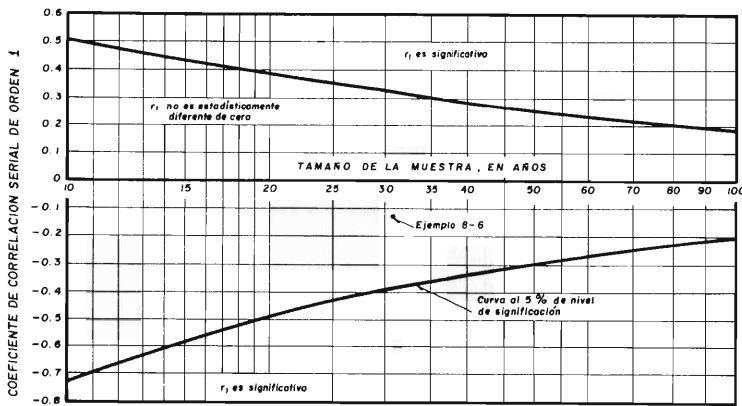
Estrictamente hablando, una serie de volúmenes escurridos anuales aleatoria, tiene un coeficiente de correlación serial de orden 1 diferentes de cero debido únicamente a las variaciones del muestreo, por lo cual se puede indicar que valores de r₁ < 0.30 procedentes de registros cortos, no son estadísticamente diferentes de cero (18,317). En cambio, en series que presentan una fuerte persistencia, el valor de r₁ puede ser próximo a la unidad y aunque las magnitudes negativas de r₁ son posibles, rara vez ocurren en las series hidrológicas de escurrimientos, ya que se requiere que grandes valores en la serie sean seguidos por magnitudes pequeñas y viceversa (3,20).

Tomando en cuenta lo anterior, el coeficiente de correlación serial de orden uno calculado por medio de la ecuación 8.18, no debe ser aceptado ciegamente sino que debe ser sometido a pruebas estadísticas para determinar si es significativo, o si únicamente se debe a los errores de muestreo. Las pruebas estadísticas de r_1 pueden ser paramétricas y no paramétricas, como ejemplo de las primeras, se presenta la prueba de R.L. Anderson (1962) y como ejemplo de las segundas, el criterio del 'punto de quiebre' en la serie.

PRUEBA DE ANDERSON.

Esta prueba se tiene resumida en la Fig. 8.24 siguiente, para un nivel de significancia del 5%. Entonces, si el r_1 calculado (ecuación 8.18) cae en la zona delimitada por las curvas de control, no es estadísticamente diferente de cero (18,317).

Fig. 8.24
PRUEBA DEL COEFICIENTE DE CORRELACION SERIAL DE ORDEN 1
SEGUN R. L. ANDERSON (1962)



PRUEBA DEL PUNTO DE QUIEBRE.

En una serie cronológica de escurrimientos anuales la persistencia se manifiesta por un número reducido de picos y bajos (puntos de quiebre), en comparación con el que se tendría si la serie fuera aleatoria. Un pico es definido cuando: $x_{i-1} < x_i > x_{i+1}$ y un bajo cuando: $x_{i-1} > x_i < x_{i+1}$

Se evalúa el número de picos y bajos, designado por m y se calcula la estadística u , por la expresión siguiente:

$$u = \frac{m - [2(n - 2)/3]}{\sqrt{(16n - 29)/90}} \quad (8.19)$$

Si el valor absoluto de ' u ' es mayor de 1.96 existe persistencia, en caso contrario la serie es aleatoria. El valor 1.96 es la desviación normal estándar al 5% de nivel de significancia (3,27).

EJEMPLO 8.6:

Calcular el coeficiente de correlación serial de orden 1, del registro histórico de volúmenes escurridos anuales de la estación hidrométrica 'Caboraca', en el estado de Dgo. y perteneciente a la región hidrológica No. 11 (Ríos Presidio y San Pedro), dado en la Tabla A.2 del Anexo A, página A-8. Adicionalmente, probar si el valor de r_1 calculado es estadísticamente diferente de cero.

SOLUCION: En la Tabla 8.16 de la página siguiente, se tienen los cálculos auxiliares para la aplicación de la ecuación 8.18, esto es:

TABLA 8.16
CALCULOS AUXILIARES DEL EJEMPLO 8.6

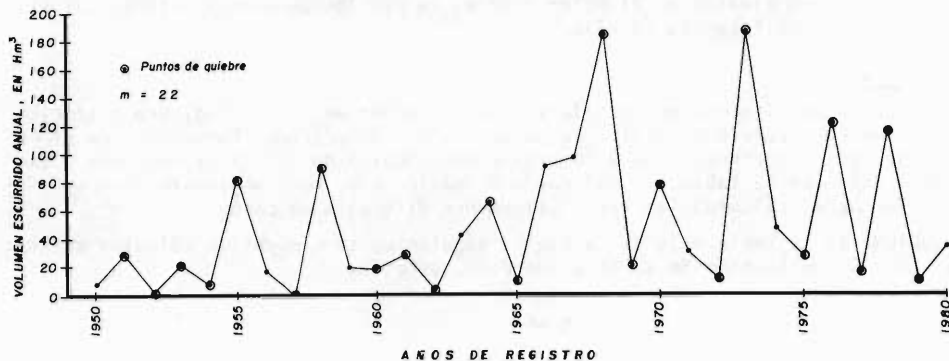
No.	X_i	X_{i+1}	X_i^2	X_{i+1}^2	$X_i \cdot X_{i+1}$
1	6.163	28.060	37.983	787.364	172.934
2	28.060	2.604	787.364	6.781	73.068
3	2.604	21.932	6.781	481.013	57.111
4	21.932	7.690	481.013	59.136	168.657
5	7.690	81.725	59.136	6,878.976	628.465
6	81.725	16.557	6,878.976	274.134	1,353.121
7	16.557	0.700	274.134	0.490	11.590
8	0.700	93.395	0.490	8,722.626	65.377
9	93.395	19.778	8,722.626	391.169	1,847.166
10	19.778	18.577	391.169	345.105	367.416
11	18.577	29.175	345.105	851.181	541.984
12	29.175	4.291	851.181	18.413	125.190
13	4.291	43.773	18.413	1,916.076	187.830
14	43.773	65.392	1,916.076	4,276.114	2,862.404
15	65.392	10.272	4,276.114	105.514	671.707
16	10.272	92.721	105.514	8,597.184	952.430
17	92.721	96.995	8,597.184	9,408.030	8,993.473
18	96.995	185.708	9,408.030	34,487.461	18,012.747
19	185.708	19.926	34,487.461	397.045	3,700.418
20	19.926	78.530	397.045	6,166.961	1,564.789
21	78.530	30.363	6,166.961	921.912	2,384.406
22	30.363	11.631	921.912	135.280	353.152
23	11.631	191.080	135.280	36,511.566	2,222.451
24	191.080	47.954	36,511.566	2,299.586	9,163.050
25	47.954	26.306	2,299.586	692.006	1,261.478
26	26.306	123.480	692.006	15,247.310	3,248.265
27	123.480	16.381	15,247.310	268.337	2,022.726
28	16.381	118.570	268.337	14,058.845	1,942.295
29	118.570	11.195	14,058.845	125.328	1,327.391
30	11.195	34.709	125.328	1,204.715	388.567
31	34.709	—	1,204.715	—	—
Σ	1,500.924	1,529.47	154,268.92	155,435.660	66,671.659
$\Sigma/(n-1)$	50.031	50.982	5,142.297	5,181.189	2,222.389

$$r_1 = \frac{[2,222.389 - (50.031)(50.982)]}{\sqrt{5,142.297 - (50.031)^2} \sqrt{5,181.189 - (50.982)^2}} = \frac{-328.291}{(2,610.454)} = -0.1258$$

$$\therefore r_1 = -0.126$$

Para comprobar el signo del coeficiente de correlación serial calculado, se dibujaron los datos en la Fig. 8.25 siguiente, observándose plenamente el arreglo citado anteriormente, de tener un valor alto seguido por uno bajo y viceversa.

Fig. 8.25
REGISTRO ANUAL DE VOLUMENES ESCURRIDOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA "CABORACA"
DE LA REGION HIDROLOGICA No. 11



De la Fig. 8.25 de la página anterior, se deduce que el número de puntos de quiebre es igual a 22, por lo cual:

$$u = \left| \frac{22 - [2(31 - 2)/3]}{\sqrt{[16(31) - 29] / 90}} \right| = \frac{2.667}{2.2779} = 1.171 \quad (8.19)$$

como el valor de 'u' calculado es menor de 1.96 la serie es aleatoria, es decir, no existe persistencia.

8.7.5 ANALISIS PROBABILISTICO.

Prácticamente en todos los cálculos hidrológicos, relativos a los estudios de abastecimiento de agua y de desarrollo agrícola, es necesario estimar la probabilidad de que el escurrimiento anual sea mayor o menor que un cierto valor crítico, o -- bien, es necesario aceptar una hipótesis acerca de la población de la que probablemente proceden los datos que integran la muestra. Para dar solución a los dos problemas planteados, los volúmenes escurridos anuales se procesan estadísticamente ajustándoles una o varias funciones de distribución de probabilidades, el procedimiento operativo de lo anterior se describe en el Anexo B, incisos B.1 y B.2.

8.8 ESTIMACION DE VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES.

8.8.1 NECESIDAD DE TAL ESTIMACION.

Con bastante frecuencia, los embalses que se diseñan para dotar de riego a pequeñas áreas, quedan lógicamente localizados en arroyos o corrientes de reducida importancia, comúnmente no aforadas y entonces surge la necesidad de inferir o estimar el régimen hidrológico de dicha corriente.

Por otra parte, la información hidrométrica que es requerida para el diseño hidrológico de pequeñas presas de almacenamiento, se puede reducir a los volúmenes escurridos mensuales, siendo lo más viable, realizar estimaciones del escurrimiento a nivel anual y luego a partir de tales valores inferir los volúmenes mensuales, por medio de la técnica de los fragmentos, citada en el inciso siguiente.

8.8.2 CLASIFICACION DE LOS METODOS QUE SE PRESENTAN.

Los diversos criterios de que se dispone actualmente para estimar los volúmenes escurridos anuales de una corriente, se pueden clasificar en dos grandes grupos: 1) métodos que se basan en el transporte de información hidrométrica de una estación de aforos cercana, estos criterios también se conocen como Métodos de Similitud de Cuenca o de Analogía Hidrológica y 2) métodos que se basan en la información climatológica disponible, principalmente en valores anuales de lluvia y temperatura media. En la Fig. 8.26 de la página siguiente, se presenta la relación de métodos que serán expuestos, atendiendo a la clasificación anterior.

Recientemente, se han desarrollado unos métodos que se basan en la información hidrométrica de la zona y que permiten generar estocásticamente secuencias del escurrimiento anual y mensual, en el punto de interés de la cuenca no aforada. Tales técnicas serán expuestas en el volumen II, en el inciso relativo a la generación sintética de escurrimientos.

8.8.3 CONFIABILIDAD Y APLICABILIDAD DE LOS METODOS QUE SE PRESENTAN.

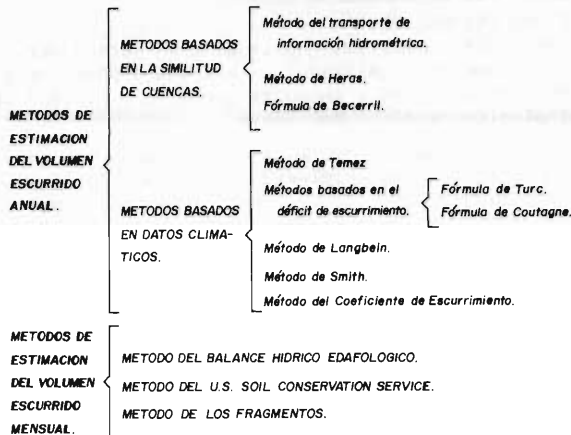
En relación con la confiabilidad de los métodos que se presentan para estimar escurrimientos anuales en una cuenca sin aforos, es oportuno indicar que éstos se presentan en un probable orden decreciente de confiabilidad, lo anterior de acuerdo a sus bases y consideraciones inherentes; por otra parte, es posible citar algunas directrices respecto a las regiones climáticas donde un determinado criterio tiene mayor confiabilidad y también en relación con sus resultados normalmente observados, éstas son:

- a) La fórmula de Turc se considera que reporta resultados más aproximados en las zonas calidohúmedas, que en las regiones secas, en las que, inclusive conduce a escurrimiento cero, para años en los que sí existió - (20,40).

- b) Por el contrario, el método de Langbein se considera que es más confiable en zonas secas, que en las regiones calidohúmedas (20,40).
- c) Prácticamente siempre se ha observado que la fórmula de Coutagne, reporta valores demasiado altos y por el contrario el método de Smith, debiéndose tomar con cautela sus resultados.
- d) Por otra parte, con el método conocido como del coeficiente de escurrimiento, bastante generalizado en la República Mexicana, se ha encontrado por lo general una fuerte regularidad del escurrimiento anual, pero se considera que conduce a razonables estimaciones del volumen escurrido medio anual.
- e) Se considera que los métodos más confiables son las técnicas de transferencia de información hidrométrica y los resultados del criterio de Heras y de Temez, por las razones que se exponen a continuación.

Fig. 8.26

CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO ANUAL Y MENSUAL



Respecto a la aplicabilidad de los métodos que se presentan, es preciso destacar que aunque la mayoría son criterios propuestos por sus autores para estimación -- del volumen escurrido medio anual, su aplicación a nivel anual puede conducir a -- resultados poco confiables, tal es el caso del método de Becerril y de todos los criterios basados en datos climáticos, con excepción del método de Temez (ver Fig. 8.26 anterior). Entonces, los métodos de transporte de información hidrométrica, el de Heras y el de Temez son en realidad los métodos más confiables y sus resultados deben ser tomados con mayor confianza.

8.8.4 METODOS BASADOS EN LA SIMILITUD DE CUENCAS.

8.8.4.1 METODO DE TRANSPORTE DE INFORMACION HIDROMETRICA. Estos criterios se fundan en las similitudes climáticas y fisiográficas entre cuencas, para estimar los volúmenes anuales en una cuenca, a partir de la información registrada en otra (cuenca auxiliar). El caso más simple se tiene cuando el lugar donde se requiere -- la información, está próximo a una estación de aforos que se ubica sobre la misma corriente. En este caso, se puede utilizar la expresión siguiente para hacer la -- inferencia:

$$V_x = \left(\frac{A_x}{A_d} \right) V_d = F_1(V_d) \tag{8.20}$$

siendo:

V_x = volumen anual estimado, en Hm^3 .
 A_x = área de la cuenca sin datos, en Km^2 .
 A_d = área de cuenca de la estación hidrométrica, en Km^2 .
 V_d = volumen escurrido anual en la estación hidrométrica, en Hm^3 .
 F_1 = factor de transporte, adimensional.

Para la aplicación de la ecuación anterior, Klemesš recomienda que la cuenca sin datos (A_x) no difiera de la cuenca de la estación de aforos (A_d) en más de un 40% (17,37).

Quando la estación de aforos no se ubica en la misma corriente, pero está dentro de la misma cuenca hidrográfica, o bien, son adyacentes, se considera que la ecuación 8.20 puede conducir a resultados algo confiables; pero cuando las cuencas no son colindantes, sino que únicamente están próximas y dentro de la misma región fisiográfica, se propone tomar en cuenta la lluvia anual para realizar el transporte de información hidrométrica, esto es:

$$V_x = F_1 \left(\frac{P_x \cdot F_2}{P_d \cdot F_3} \right) V_d \quad (8.21)$$

en la cual:

V_x = volumen anual transportado, en Hm^3 .
 F_1 = factor de transporte definido en la ecuación 8.20, adimensional.
 P_x = precipitación anual en la estación pluviométrica auxiliar de la cuenca sin aforos, en milímetros.
 P_d = precipitación anual en la estación pluviométrica auxiliar de la cuenca de la estación de aforos, en milímetros.
 F_2 = factor de transporte, igual al cociente entre la lluvia media anual en la cuenca sin datos y la lluvia media anual de su estación pluviométrica auxiliar, adimensional.
 F_3 = factor de transporte, igual al cociente entre la lluvia media anual en la cuenca de la estación de aforos y la lluvia media anual de su estación pluviométrica auxiliar, adimensional.
 V_d = volumen escurrido anual en la estación hidrométrica, en Hm^3 .

En general, la aplicación de la ecuación 8.21 sólo es válida si las cuencas presentan una gran similitud en cobertura vegetal, altitud, fisiografía, tipos de suelos, etc.

EJEMPLO 8.7:

Para la cuenca del proyecto "Tenayuca" ($205 Km^2$), en el estado de Zacatecas, se requiere estimar sus volúmenes escurridos anuales, primeramente a partir de la información hidrométrica de las estaciones Calerita (adyacente, pero cuyo escurrimiento no es virgen) y San Juanico (con poca información).

La localización de las cuencas del proyecto y de las estaciones hidrométricas se ilustra en la Fig. 8.27 de la página siguiente y en la Tabla 8.17 de la página 8-52 se tiene la información hidrométrica disponible.

SOLUCION: Primeramente conviene aclarar que en el desarrollo de este ejemplo numérico, se determinaron las lluvias anuales en cada cuenca a través de la técnica de los polígonos de Thiessen (inciso 4.5.4 del capítulo 4), por lo cual no se aplicarán los factores de transporte F_2 y F_3 de la ecuación 8.21.

En la Tabla 8.18 de la página 8-53 se presenta la información hidrométrica transportada de la estación Calerita, al utilizar las ecuaciones 8.20 y 8.21. Es necesario indicar que la estación Calerita ha sufrido dos cambios de emplazamiento a lo largo de la misma corriente, con las áreas drenadas siguientes:

1. de los años 1937 a 1954, con $279 Km^2$.
2. de los años 1955 a 1963, con $306 Km^2$.
3. del año 1964 a la fecha, con $284 Km^2$.

Entonces, para el año 1940 se tiene:

$$V_x = \left(\frac{205}{279}\right) 10.943 = 8.041 \text{ Hm}^3. \quad (8.20)$$

$$V_x = \left(\frac{205}{279}\right) \left(\frac{582.9}{600.6}\right) 10.943 = 7.804 \text{ Hm}^3. \quad (8.21)$$

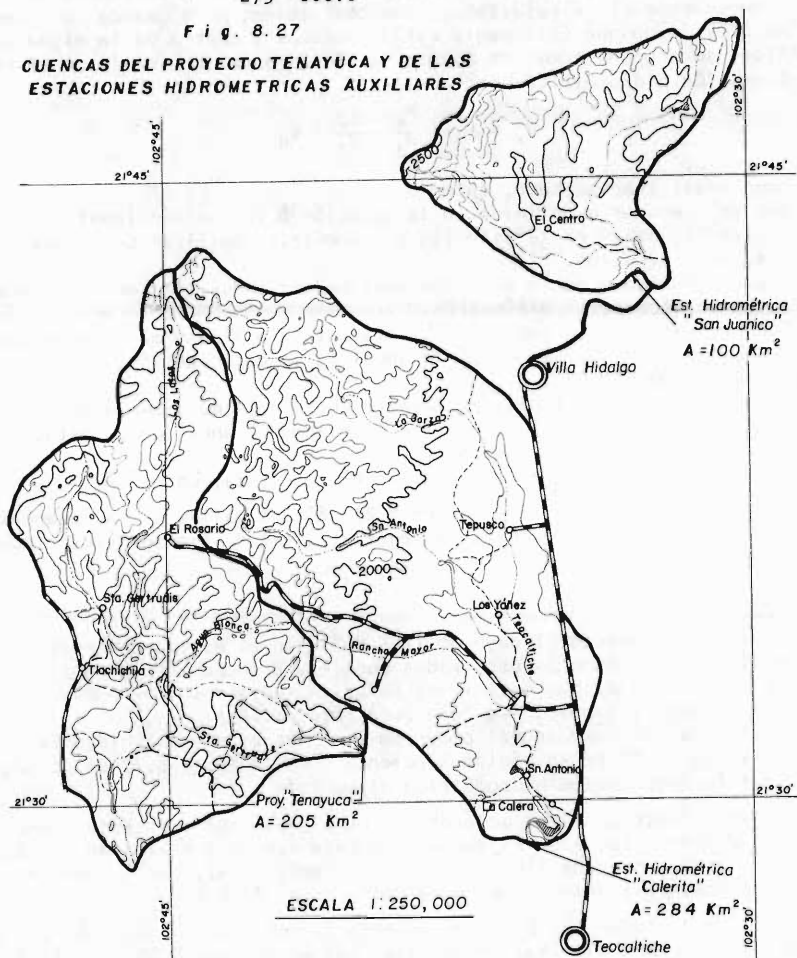
y para el año 1980:

$$V_x = \left(\frac{205}{279}\right) 5.598 = 4.041 \text{ Hm}^3. \quad (8.20)$$

$$V_x = \left(\frac{205}{279}\right) \left(\frac{582.9}{600.6}\right) 5.598 = 4.721 \text{ Hm}^3. \quad (8.21)$$

Fig. 8.27

CUENCAS DEL PROYECTO TENAYUCA Y DE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS AUXILIARES



Por otra parte, en la Tabla 8.19 de la página 8-54 se presenta la información hidrométrica transportada al proyecto Tenayuca en base a la estación San Juanico, - al utilizar las ecuaciones 8.20 y 8.21. Por ejemplo, para el año 1963 se obtiene:

$$V_x = \left(\frac{205}{100}\right) 3.845 = 7.882 \text{ Hm}^3.$$

$$V_x = \left(\frac{205}{100}\right) \left(\frac{779.3}{628.3}\right) 3.845 = 9.777 \text{ Hm}^3.$$

T A B L A 8.17

VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES EN LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS
SAN JUANICO Y CALERITA, DE LA REGION HIDROLOGICA No. 12 PARCIAL
(Chapala — Santiago)

ESTACION SAN JUANICO (A = 100 Km ²)		ESTACION CALERITA					
AÑO	VOL. ESC. ANUAL Hm ³	AÑO	VOL. ESC. ANUAL Hm ³	AÑO	VOL. ESC. ANUAL Hm ³	AÑO	VOL. ESC. ANUAL Hm ³
1963	3.845	1937	53.407	1952	15.400	1967	62.463
1964	2.506	1938	9.003	1953	8.186	1968	30.975
1965	4.060	1939	15.993	1954	7.189	1969	4.077
1966	5.204	1940	10.943	1955	27.180	1970	18.197
1967	12.241	1941	25.613	1956	12.251	1971	48.022
1968	7.253	1942	28.218	1957	0.625	1972	12.849
1969	2.557	1943	16.032	1958	52.409	1973	117.444
1970	3.705	1944	27.407	1959	13.056	1974	7.160
1971	12.588	1945	10.398	1960	21.705	1975	21.515
1972	2.247	1946	8.294	1961	1.213	1976	44.094
1973	13.837	1947	6.605	1962	3.929	1977	28.715
1974	1.548	1948	25.314	1963	15.732	1978	21.737
1975	6.349	1949	8.429	1964	10.892	1979	0.0
1976	5.059	1950	12.400	1965	13.498	1980	5.598
\bar{x}	5.929	1951	12.059	1966	21.053	\bar{x}	20.847

8.8.4.2 METODO DE HERAS. R. Heras (1976) estableció un criterio de transporte de información hidrométrica a partir del índice de pendiente (Ip) y del coeficiente de compacidad (Cc), bajo la hipótesis de que a una igualdad de las restantes variables hidrológicas, los escurrimientos varían proporcionalmente con las precipitaciones. Por otra parte, Heras acepta que el índice de pendiente tiene el doble de 'peso' que el coeficiente de compacidad, cuando se determina el factor correctivo (K) del coeficiente de escurrimiento entre las dos cuencas, esto es (12,727);

$$C_x = K (V'/P) \quad (8.22)$$

siendo:

$$K = [2(Ip_x/Ip_d) + (Cc_x/Cc_d)] / 3 \quad (8.23)$$

en donde:

C_x = coeficiente de escurrimiento anual en la cuenca sin datos, adimensional.

K = factor correctivo, adimensional.

V' = volumen específico anual en la estación hidrométrica, en milímetros. Se obtiene con la ecuación 8.12.

P = precipitación anual en la cuenca de la estación hidrométrica, en milímetros.

Ip_x = índice de pendiente de la cuenca sin datos, adimensional. Se obtiene con la ecuación 2.9 del capítulo 2.

Ip_d = índice de pendiente de la cuenca de la estación hidrométrica, adimensional.

Cc_x = coeficiente de compacidad de la cuenca sin datos, adimensional. Se determina por medio de la ecuación 2.1 del capítulo 2.

Cc_d = coeficiente de compacidad de la cuenca de la estación hidrométrica, adimensional.

Debe tenerse en cuenta que la relación definida por las ecuaciones 8.22 y 8.23 no es absolutamente fija y que debe corregirse en función primordialmente, de las características geológicas y de vegetación de las cuencas comparadas (12,728).

EJEMPLO 8.8:

Aplicar el método de Heras para la solución del problema planteado en el Ejemplo 8.7 de la página 8-50. Los datos necesarios se han concentrado en las Tablas 8.20 y 8.21 de las páginas 8.54 y 8-55, respectivamente.

T A B L A 8 . 1 8
ESTIMACION DE LOS VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES EN Hm³ PARA EL PROYECTO "TENAYUCA"
POR MEDIO DEL TRANSPORTE DE INFORMACION HIDROMETRICA DE LA ESTACION CALERITA

AÑO	LLUVIA ANUAL, EN mm. EN LA CUENCA DE:		ESCURRIMIENTOS ESTIMADOS EN EL PROJ. 'TENAYUCA'		AÑO	LLUVIA ANUAL, EN mm. EN LA CUENCA DE:		ESCURRIMIENTOS ESTIMADOS EN EL PROJ. 'TENAYUCA'	
	CALERITA	TENAYUCA	CON REL. DE AREAS	CON AREAS Y LLUVIAS		CALERITA	TENAYUCA	CON REL. DE AREAS	CON AREAS Y LLUVIAS
1937	—	—	39.242	—	1959	739.1	669.0	8.747	7.917
1938	—	—	6.615	—	1960	433.4	460.7	14.541	15.457
1939	—	—	11.751	—	1961	432.9	561.3	0.813	1.054
1940	600.6	582.9	8.041	7.804	1962	463.2	564.9	2.632	3.210
1941	750.9	745.5	18.819	18.684	1963	632.8	779.3	10.539	12.979
1942	574.3	580.7	20.734	20.965	1964	551.0	627.0	7.863	8.947
1943	749.5	736.9	11.780	11.582	1965	617.4	646.6	9.743	10.204
1944	606.7	562.4	20.137	18.667	1966	672.5	679.8	15.197	15.362
1945	523.6	511.1	7.640	7.458	1967	933.0	938.7	45.088	45.363
1946	656.0	654.1	6.095	6.077	1968	648.9	628.3	22.359	21.649
1947	514.0	531.5	4.853	5.015	1969	470.6	475.2	2.943	2.972
1948	828.7	804.9	18.600	18.066	1970	671.0	712.7	13.135	13.951
1949	458.2	460.5	6.193	6.224	1971	762.0	739.4	34.664	33.636
1950	783.3	725.7	9.111	8.441	1972	559.1	569.7	9.275	9.451
1951	655.3	645.1	8.861	8.723	1973	861.5	814.4	84.775	80.140
1952	633.2	570.2	11.316	10.190	1974	449.9	532.4	5.168	6.116
1953	633.9	631.3	6.015	5.990	1975	538.7	567.1	15.530	16.349
1954	487.5	560.8	5.282	6.076	1976	699.2	720.7	31.828	32.807
1955	565.2	634.8	18.209	20.451	1977	645.7	701.1	20.728	22.506
1956	384.7	490.7	8.208	10.469	1978	589.7	656.1	15.690	17.457
1957	274.3	342.3	0.419	0.523	1979	347.3	454.8	0.000	0.000
1958	902.2	913.2	35.111	35.539	1980	526.6	615.2	4.041	4.721
VALOR MEDIO (\bar{x})					605.5	629.2	14.962	14.858	
COEFICIENTE DE VARIACION (C_v)					0.243	0.197	1.004	0.973	

SOLUCION: Primeramente se calculan para las cuencas mostradas en la Fig. 8.27 de la página 8-51, sus parámetros, longitudes de colector principal y sus desniveles totales. A continuación se estima el coeficiente de compacidad y el índice de pendiente de cada cuenca, el primero por medio de la ecuación 2.1 y el segundo con la fórmula simplificada siguiente, tomada de la referencia 15:

$$I_p = 100 \sqrt{H/L} \quad (8.24)$$

siendo, H el desnivel total de la cuenca, en metros y L la longitud del colector principal, en metros.

Entonces al utilizar primeramente la estación Calerita se tiene:

$$C_{cD} = 0.282 P/A = 0.282(73.5/279) = 1.241 \quad (2.1)$$

$$C_{cX} = 0.282 P/A = 0.282(72.0/205) = 1.418 \quad (2.1)$$

$$I_{pD} = 100 \sqrt{(360/50,000)} = 13.115 \quad (8.24)$$

$$I_{pX} = 100 \sqrt{(700/34,500)} = 14.244 \quad (8.24)$$

T A B L A 8.19
ESTIMACION DE VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES EN EL PROYECTO
TENAYUCA, ZAC. POR MEDIO DEL TRANSPORTE DE INFORMACION
HIDROMETRICA DE LA ESTACION SAN JUANICO

AÑOS	PRECIPITACION ANUAL (mm) EN LA CUENCA DE :		ESCURRIMIENTOS (Hm ³) ESTIMADOS EN EL PROYECTO TENAYUCA	
	ESTACION SAN JUANICO	PROYECTO TENAYUCA	CON RELACION DE AREAS DE CUENCA	CON RELACION DE AREAS Y LLUVIAS
1963	628.3	779.3	7.882	9.777
1964	505.5	627.0	5.137	6.372
1965	599.6	646.6	8.323	9.617
1966	668.3	679.8	10.668	10.852
1967	821.9	938.7	25.094	28.660
1968	675.7	628.3	14.869	13.826
1969	485.7	475.2	5.242	5.129
1970	638.3	712.7	7.595	8.481
1971	762.0	739.4	25.805	25.040
1972	568.1	569.7	4.606	4.619
1973	785.7	814.4	28.366	29.402
1974	486.6	532.4	3.173	3.472
1975	574.9	567.1	13.015	12.839
1976	731.6	720.7	10.371	10.216
\bar{x}	638.0	637.7	12.153	12.736
Cv	0.172	0.182	0.692	0.682

T A B L A 8.20
OBTENCION DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO ANUALES EN LA ESTACION
HIDROMETRICA "CALERITA"

AÑO	PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA (mm)	VOL. ESCURRIDO ANUAL (Hm ³)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)	AÑO	PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA (mm)	VOL. ESCURRIDO ANUAL (Hm ³)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)
1940	600.6	10.943	6.531	1961	432.9	1.213	0.916
1941	750.9	25.613	12.226	1962	463.2	3.929	2.772
1942	574.3	28.218	17.611	1963	632.8	15.732	8.124
1943	749.5	16.032	7.767	1964	551.0	10.892	6.960
1944	606.7	27.407	16.191	1965	617.4	13.498	7.698
1945	523.6	10.398	7.118	1966	672.5	21.053	11.023
1946	656.0	8.294	4.532	1967	933.0	62.463	23.573
1947	514.3	6.605	4.603	1968	648.9	30.975	16.808
1948	828.7	25.314	10.949	1969	470.6	4.077	3.050
1949	458.2	8.429	6.594	1970	671.0	18.197	9.549
1950	783.3	12.400	5.674	1971	762.0	48.022	22.190
1951	655.3	12.059	6.596	1972	559.1	12.849	8.092
1952	633.2	15.400	8.717	1973	861.5	117.444	48.002
1953	633.9	8.186	4.629	1974	449.9	7.160	5.604
1954	487.5	7.189	5.286	1975	538.7	21.515	14.063
1955	565.2	27.180	15.715	1976	699.2	44.094	22.205
1956	384.7	12.251	10.407	1977	645.7	28.715	15.659
1957	274.3	0.625	0.745	1978	589.7	21.737	12.979
1958	902.2	52.409	18.984	1979	347.3	0.000	0.000
1959	739.1	13.056	5.773	1980	526.6	5.598	3.743
1960	433.4	21.705	16.366	\bar{x}	605.5	20.460	10.632
				Cv	0.243	1.024	0.804

$$K = \left[2 \left(\frac{14.244}{13.115} \right) + \left(\frac{1.418}{1.241} \right) \right] / 3 = \frac{3.3106}{3} = 1.105 \quad (8.23)$$

por lo cual, para el año 1940 se tendrá, según datos de las Tablas 8.20 y 8.18:

$$C_x = K(C_d) = 1.105(6.531) = 7.217\% = 0.07217 \quad (8.22)$$

$$V^1 = P(C_x) = 582.9(0.07217) = 42.066 \text{ milímetros.}$$

finalmente:

$$V = \frac{V^1(A)}{1,000} = \frac{42.066(205)}{1,000} = 8.623 \text{ Hm}^3. \quad (8.12)$$

En forma similar se obtienen los volúmenes escurridos anuales restantes y los correspondientes cuando se utiliza la estación San Juanico, dichos valores se tienen concentrados en la Tabla 8.22 de la página siguiente.

TABLA 8.21
OBTENCION DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO
ANUALES EN LA ESTACION HIDROMETRICA SAN JUANICO
(Area de cuenca = 100 Km²)

AÑO	PRECIPITACION ANUAL EN LA CUENCA (mm.)	VOL. ESCURRIDO ANUAL (Hm ³)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (%)
1963	628.3	3845	6.12
1964	505.5	2506	4.96
1965	599.6	4060	6.77
1966	668.3	5204	7.79
1967	821.9	12241	14.89
1968	675.7	7253	10.73
1969	485.7	2557	5.26
1970	638.3	3705	5.80
1971	762.0	12588	16.52
1972	568.1	2247	3.96
1973	785.7	13837	17.61
1974	486.6	1548	3.18
1975	574.9	6349	11.04
1976	731.6	5059	6.91
\bar{x}	638.0	5929	8.681
C_v	0.172	0.692	0.544

8.8.4.3 FORMULA DE BECERRIL. E. Becerril propuso una fórmula elemental que relaciona el escurrimiento específico anual (V^1) con la precipitación anual (P), tal expresión es la siguiente (12,724):

$$V^1 = \beta P^{3/2} \quad (8.25)$$

siendo, β un coeficiente de proporcionalidad que se determina anualmente en base a la información hidrométrica disponible y que posteriormente se aplica a las lluvias de la cuenca sin datos para obtener la estimación del volumen específico anual. La fórmula de Becerril se puede aplicar sin apoyarse en información hidrométrica, principalmente para tener una estimación del volumen específico medio anual en tal caso el coeficiente β toma los valores siguientes (12,724):

Regiones muy secas:	0.005 a 0.010
Regiones secas:	0.010 a 0.012
Regiones intermedias:	0.012 a 0.014
Regiones húmedas:	0.014 a 0.018
Regiones muy húmedas:	0.018 a 0.025

EJEMPLO 8.9:

A partir de la fórmula de Becerril resolver el problema expuesto en el ejemplo -- 8.7 de la página 8-50.

SOLUCION: Los resultados de la aplicación de este criterio se tienen en la Tabla 8.22 siguiente. Los cálculos correspondientes a cada año se basaron en la información de escurrimientos (Tabla 8.17, página 8-52) y lluvias anuales en las cuencas utilizadas (Tablas 8.18 y 8.19 de las páginas 8-53 y 8-54, respectivamente). Por ejemplo, para el año 1940, utilizando la información hidrométrica de la estación Calerita se tiene:

$$\left[\frac{1,000(10.943 \text{ Hm}^3)}{(279 \text{ Km}^2)} \right] = \beta (600.6)^{1.5} \quad (8.25)$$

por lo tanto:

$$\beta = 0.002665$$

entonces, el escurrimiento anual en el proyecto 'Tenayuca' será:

$$V' = 0.002665(582.9)^{1.5} = 37.501 \text{ milímetros.} \quad (8.25)$$

$$V = \left(\frac{37.501 \text{ mm}}{1,000} \right) (205 \text{ Km}^2) = 7.688 \text{ Hm}^3. \quad (8.12)$$

para el año 1963, al utilizar la información hidrométrica de la estación San Juanico, se tiene:

$$\left[\frac{1,000(3.845 \text{ Hm}^3)}{(100 \text{ Km}^2)} \right] = \beta (628.3)^{1.5} \quad (8.25)$$

por lo tanto:

$$\beta = 0.002441$$

entonces, el escurrimiento anual en el proyecto 'Tenayuca' será:

$$V' = 0.002441(779.3)^{1.5} = 53.113 \text{ milímetros.} \quad (8.25)$$

$$V = \left(\frac{53.113 \text{ mm}}{1,000} \right) (205 \text{ Km}^2) = 10.888 \text{ Hm}^3.$$

TABLA 8.22

ESTIMACION DE LOS VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES EN Hm³ PARA EL PROYECTO TENAYUCA EN BASE A LOS METODOS DE TRANSPORTE DE INFORMACION HIDROMETRICA QUE SE INDICAN.

ESTACION HIDROMETRICA CALERITA									EST. HIDROM. SAN JUANICO		
AÑO	METODO DE HERAS	METODO DE BECERRIL	AÑO	METODO DE HERAS	METODO DE BECERRIL	AÑO	METODO DE HERAS	METODO DE BECERRIL	AÑO	METODO DE HERAS	METODO DE BECERRIL
1940	8.623	7.688	1954	6.715	6.517	1968	23.996	21.303	1963	11.967	10.888
1941	20.646	18.617	1955	22.967	21.674	1969	3.294	2.986	1964	7.800	7.097
1942	23.166	21.081	1956	11.757	11.823	1970	15.464	14.378	1965	10.986	9.321
1943	12.798	11.484	1957	0.587	0.584	1971	37.282	33.133	1966	13.283	10.945
1944	20.628	17.973	1958	39.911	35.755	1972	10.475	9.540	1967	35.081	30.629
1945	8.241	7.368	1959	8.891	7.532	1973	88.828	77.918	1968	16.923	13.332
1946	6.715	6.068	1960	17.358	15.936	1974	6.779	6.653	1969	6.277	5.073
1947	5.542	5.099	1961	1.183	1.200	1975	18.121	16.774	1970	10.380	8.961
1948	19.963	17.804	1962	3.605	3.545	1976	36.364	33.308	1971	30.649	24.666
1949	6.878	6.240	1963	14.576	14.404	1977	24.946	23.451	1972	5.654	4.626
1950	9.328	8.125	1964	9.917	9.544	1978	19.350	18.414	1973	35.989	29.934
1951	9.639	8.654	1965	11.310	10.443	1979	0.000	0.000	1974	4.250	3.632
1952	11.260	9.669	1966	17.027	15.445	1980	5.232	5.102	1975	15.715	12.751
1953	6.619	5.978	1967	50.281	45.502	\bar{x}	16.494	14.993	1976	12.505	10.140
						Cv	0.973	0.948	\bar{x}	15.533	13.000
									Cv	0.686	0.687

8.8.5 METODOS BASADOS EN INFORMACION CLIMATOLOGICA.

8.8.5.1 METODO DE TEMEZ. J.R. Temez (1973) contrastó las funciones de distribución de probabilidades de precipitaciones y escurrimientos específicos de numerosas cuencas con aforos, encontrando que los valores de ambas magnitudes correspondientes a una misma probabilidad, están efectivamente ligadas por una relación del tipo esquematizado por Temez en la Fig. 8.28 (36,297). Tal relación está definida por la ecuación siguiente (36,290):

$$V' = 0 \text{ para } P \leq P_0$$

$$\text{y para } P > P_0: \quad V' = \frac{(P - P_0)^2}{P + ETP - 2P_0} \quad (8.26)$$

en donde:

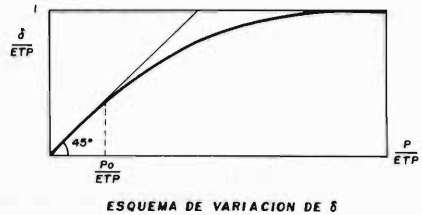
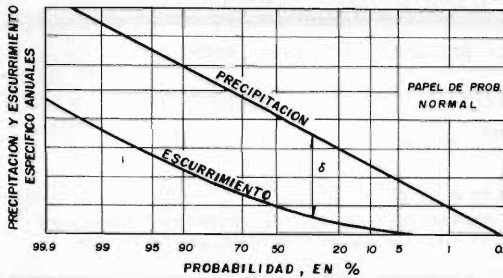
V' = volumen específico anual, en milímetros (ecuación 8.12).

P = precipitación anual en la cuenca, en milímetros.

P_0 = precipitación anual que no produce escurrimiento, en milímetros. Temez la denomina 'lluvia mínima eficaz' e indica que la información hidrométrica disponible en la zona puede orientar su selección, después de haber estimado su valor en las cuencas con aforos, con el procedimiento descrito en el ejemplo 8.5 de la página 8-41.

ETP = evapotranspiración potencial en la cuenca, en milímetros. Puede ser estimada con diversos criterios, entre ellos, el debido a C.W. Thornthwaite expuesto en el inciso 7.9.2.1 del capítulo 7.

Fig. 8.28
ESQUEMA DEL PLANTEAMIENTO TEORICO DEL METODO DE TEMEZ



EJEMPLO 8.10:

En base al método de Temez resolver el problema planteado en el ejemplo 8.7 de la página 8-50. Para la estimación de la evapotranspiración potencial mensual y posteriormente de la anual requerida con la fórmula de Thornthwaite, se dispone de información climatológica mensual (lluvia y temperatura media) en la estación Calera, ubicada en las proximidades de la estación hidrométrica Calerita, contando con un período de registro de 1941 a 1980.

SOLUCION: Para ilustrar los cálculos necesarios de la aplicación del método, se desarrolla el análisis relativo al año 1941, a partir de los datos siguientes:

$P = 745.5$ milímetros. Ver Tabla 8.18 del ejemplo 8.7.

$P_0 = 345.0$ milímetros. Calculada en base a la información hidrométrica de la estación Calerita.

Información climatológica mensual del año 1941 en la estación Calera:

MES	T(°C)	P(mm)	MES	T(°C)	P(mm)	MES	T(°C)	P(mm)
E	13.7	28.5	M'	21.2	13.5	S	21.0	84.0
F	16.1	7.3	J	22.2	167.2	O	20.5	94.1
M	16.2	22.0	J'	21.6	200.1	N	17.6	8.4
A	19.1	22.0	A'	21.5	80.8	D	15.3	3.4

En base a las ecuaciones 7.39 a 7.43 se tiene:

$$I = 90.1456 \quad (7.40)$$

$$a = 1.975733 \quad (7.42)$$

$$\sum_1^{12} \text{ETP} = 878.5 \text{ mm} \quad (7.43)$$

entonces:

$$V' = \frac{(745.5 - 345)^2}{745.5 + 878.5 - 690} = \frac{160,400.25}{934.00} = 171.734 \text{ milímetros.}$$

$$V' = 171.7 \text{ milímetros.}$$

Los resultados correspondientes a los años restantes se tienen en la Tabla 8.23 - de la página siguiente.

8.8.5.2 FORMULAS DE TURC Y COUTAGNE. Los criterios de M. Turc y M. Coutagne para estimar el escurrimiento anual en una cuenca, se basan en las ecuaciones 7.54 y - 7.55 del capítulo 7, relativas al balance hídrico en una cuenca, de manera que:

$$E = P - \text{ETR} \quad (7.55)$$

en donde:

E = escurrimiento específico anual, en milímetros.

P = precipitación anual, en milímetros.

ETR = evapotranspiración real en la cuenca, en milímetros por año. Se estima con las fórmulas de Turc y Coutagne, que corresponden a las ecuaciones 7.62 y - 7.59, respectivamente.

EJEMPLO 8.11:

Utilizando las fórmulas de Turc y Coutagne, dar solución al problema del ejemplo - 8.7 de la página 8-50. Los datos necesarios se tienen en la segunda y tercera columnas de la Tabla 8.23 de la página siguiente.

SOLUCION: Para ejemplificar los cálculos numéricos, se determina a continuación - el volumen escurrido correspondiente al año de 1940, esto es:

FORMULA DE TURC.

$$L = 300 + 25(18.8) + 0.05(18.8)^3 = 1,102.23 \quad (7.63)$$

$$\text{ETR} = \frac{745.5}{\sqrt{0.90 + \frac{(745.5)^2}{(1,102.23)^2}}} = \frac{745.5}{1.1651} = 639.86 \text{ mm} \quad (7.62)$$

entonces:

$$E = 745.5 - 639.9 = 105.6 \text{ milímetros.} \quad (7.55)$$

FORMULA DE COUTAGNE.

$$\lambda = \frac{1.0}{0.80 + 0.14(18.8)} = \frac{1.0}{3.432} = 0.2914 \quad (7.60)$$

$$1/8\lambda = 0.429 \quad ; \quad 1/2\lambda = 1.716$$

como P = 745.5 mm = 0.7455 metros está comprendida entre los límites anteriores - se aplica la ecuación 7.59, esta es:

$$\text{ETR} = 0.7455 - (0.2914)(0.7455)^2 = 0.5836 \text{ metros}$$

finalmente:

$$E = 745.5 - 583.6 = 161.9 \text{ milímetros.}$$

Los resultados correspondientes a los años restantes del período de datos, se --- muestran en la Tabla 8.23 de la página siguiente, 5a. y 6a. columnas.

8.8.5.3 METODO DE LANGBEIN. En 1962 W.B. Langbein propuso un método que está basa do en una relación única entre P/Ft y V'/Ft, donde P es la precipitación anual, V' el escurrimiento específico anual y Ft es un factor de temperatura. Cuando P y V' se toman en milímetros y T, la temperatura media del año se expresa en °C, la expresión de Ft es la siguiente (25,A.33):

$$F_t = 10^{(0.027 T + 1.886)} \quad (8.27)$$

La relación entre P/Ft y V'/Ft está dada en la tabulación siguiente (25,A.35):

P/Ft	V'/Ft	P/Ft	V'/Ft	P/Ft	V'/Ft	P/Ft	V'/Ft
0	0.009	3	0.200	6	1.9	10	5.0
1	0.026	4	0.475	7	2.7	12	7.0
2	0.075	5	1.000	8	3.4	14	9.0

TABLA 8. 2 3

**VOLUMENES ESPECIFICOS ANUALES ESTIMADOS EN EL PROYECTO TENAYUCA,
CON LOS CRITERIOS QUE SE INDICAN**

1	2	3	4	5	6	7	8	9
AÑO	LLUVIA ANUAL DE LA CUENCA	TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	METODO DE TOMEZ	FORMULA DE TURC	FORMULA DE COUTAGNE	METODO DE LANGBEIN	METODO DE SMITH	METODO DEL COEFICIENTE DE ESC.
1940	582.9	—	—	—	—	—	—	55.8
1941	745.5	18.8	171.7	105.6	161.9	50.3	52.6	85.6
1942	580.7	19.0	71.3	43.8	97.5	28.7	20.8	55.5
1943	736.9	18.3	170.5	109.5	161.5	52.7	51.9	83.9
1944	562.4	18.0	66.1	47.2	95.3	29.1	7.4	52.5
1945	511.1	19.2	38.5	24.5	74.9	19.5	7.4	44.6
1946	654.1	19.2	110.9	65.0	122.7	37.4	31.3	68.1
1947	531.5	19.0	47.2	30.6	81.6	22.6	15.1	47.7
1948	804.9	19.4	206.8	122.1	184.3	60.8	64.1	98.1
1949	460.5	19.1	20.2	14.8	61.0	16.8	6.0	37.5
1950	725.7	19.1	156.1	93.0	151.6	46.6	26.9	81.7
1951	645.1	19.0	106.8	64.1	120.3	36.8	31.4	66.5
1952	570.2	18.6	68.2	44.2	95.5	28.5	37.9	53.8
1953	631.3	18.6	100.8	63.8	117.1	36.1	35.6	64.1
1954	560.8	19.3	59.8	35.8	89.8	25.4	6.8	52.3
1955	634.8	18.3	105.0	68.4	119.9	37.4	6.4	64.7
1956	490.7	17.5	34.2	30.7	74.1	21.4	4.4	41.7
1957	342.3	18.2	0.0	0.9	0.0	11.3	1.1	23.1
1958	913.2	18.6	296.8	192.6	245.0	98.3	104.7	122.9
1959	669.0	18.2	127.2	82.5	133.7	41.9	31.2	70.8
1960	460.7	18.3	21.1	18.9	63.1	17.1	5.8	37.5
1961	561.3	18.0	65.4	46.8	94.9	28.9	7.1	52.3
1962	564.9	18.5	64.7	43.6	94.1	28.1	7.5	52.9
1963	779.3	17.8	203.9	138.0	184.5	68.9	14.4	92.6
1964	627.0	17.7	102.9	72.4	119.9	37.9	54.4	63.3
1965	646.6	17.2	118.3	86.2	130.3	41.6	82.9	66.8
1966	679.8	16.4	144.8	112.1	149.3	53.7	86.1	72.9
1967	938.7	16.8	337.2	250.8	279.6	137.6	266.2	129.2
1968	628.3	16.9	109.1	82.5	124.7	40.0	35.7	63.5
1969	475.2	17.1	28.5	29.4	70.7	20.4	13.1	39.5
1970	712.7	17.1	163.6	117.0	159.0	56.8	77.5	79.1
1971	739.4	17.1	183.6	130.0	171.2	64.2	123.5	84.4
1972	569.7	17.5	72.1	54.1	99.9	31.3	31.8	53.7
1973	814.4	16.5	239.4	181.4	213.3	89.9	146.5	100.2
1974	532.4	17.6	53.3	41.5	86.8	26.3	15.6	47.8
1975	567.1	16.9	73.1	59.1	101.6	32.4	20.9	53.3
1976	720.7	16.9	171.3	124.1	164.1	61.7	78.9	80.7
1977	701.1	17.1	155.6	111.6	153.9	53.6	44.0	76.9
1978	656.1	17.3	124.1	88.9	133.6	42.6	33.1	68.5
1979	454.8	17.6	20.5	21.5	63.4	17.0	3.8	36.7
1980	615.2	17.7	96.5	68.0	115.5	36.4	28.3	61.3
\bar{X} (mm)	629.2	18.0	112.7	77.9	124.0	42.2	43.0	65.5
Cv	0.197	0.048	0.670	0.671	0.426	0.583	1.167	0.343

Aunque la relación propuesta por Langbein, está basada únicamente en datos de U.-

S.A., la Organización Meteorológica Mundial considera que las relaciones tienen - probablemente, una aplicación mundial (25,A.35), sobre todo cuando se trabaja con el método a nivel anual.

EJEMPLO 8.12:

Utilizando el método de Langbein, dar solución al problema planteado en el problema 8.7 de la página 8-50.

SOLUCION: Como ilustración de los cálculos numéricos se presenta la estimación -- del volumen escurrido del año 1941, cuyos datos son, $T = 18.8 \text{ }^\circ\text{C}$ y $P = 745.5$ milímetros, por lo cual se tiene:

$$F_t = 10(0.027 \cdot 18.8 + 1.886) = 247.514 \quad (8.27)$$

entonces:

$$P/F_t = \frac{745.5}{247.5} = 3.012$$

ahora interpolando en la tabulación de la relación E/F_t se obtiene:

$$V'/F_t = 0.2033$$

por lo cual:

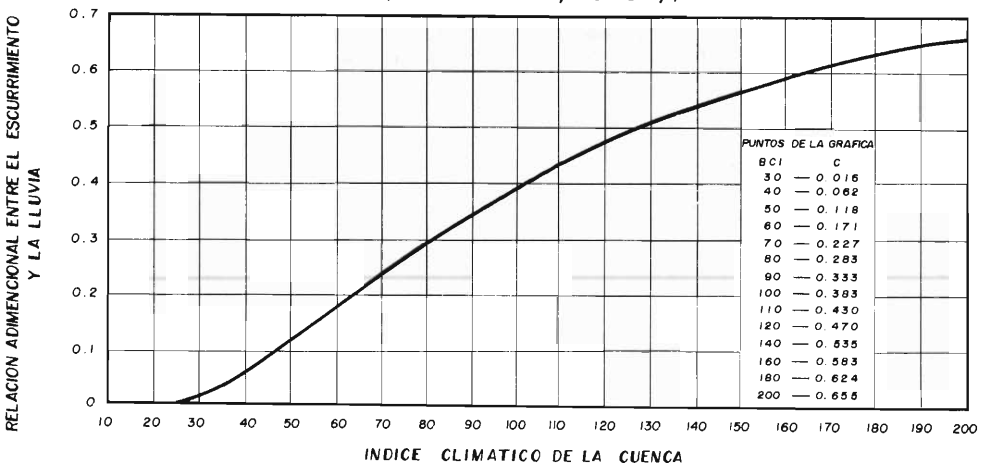
$$V' = 0.2033(247.5) = 50.317 \text{ milímetros.}$$

Los valores que corresponden al resto del período de datos, se muestran en la 7a. columna de la Tabla 8.23 de la página anterior.

8.8.5.4 METODO DE SMITH. R.L. Smith (1970) examinó los datos de aproximadamente - 250 cuencas en U.S.A. y Puerto Rico, encontrando una relación empírica entre el - coeficiente de escurrimiento y el llamado Índice Climático de la Cuenca (BCI); dicha relación se muestra en la Fig. 8.29 (29,261) siguiente.

Fig. 8.29

RELACION ENTRE EL INDICE CLIMATICO DE LA CUENCA Y EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.
(R. L. Smith , 1973).



El BCI está definido por la expresión siguiente (29,254):

$$BCI = 40.9 \sum_1^{12} \left(\frac{P_i}{18t_i + 220} \right)^{1.11} \quad (8.28)$$

en la cual:

BCI = índice climático de la cuenca, adimensional.

p_i = precipitación mensual, en milímetros.

t_i = temperatura media del mes, en $^\circ\text{C}$.

EJEMPLO 8.13:

Resolver el problema planteado en el ejemplo 8.7 de la página 8-50, por medio del método de Smith. Para el cálculo del BCI se utilizará la información climatológica de la estación Calera (ver ejemplo 8.10 de la página 8-57).

SOLUCION: Utilizando los datos climáticos citados en el ejemplo 8.10, se desarrolla a continuación el cálculo numérico para el año 1941:

$$BCI = 40.9(1.012153) = 41.5185 \quad (8.28)$$

de la Fig. 8.29 de la página anterior, se obtiene: $C = 0.0705$
por lo cual:

$$V' = 0.0705(745.5) = 52.561 \text{ milímetros.}$$

$$\therefore V' = 52.6 \text{ mm}$$

Los valores correspondientes a los restantes años del período de datos (1941-1980), se muestran en la 8a. columna de la Tabla 8.23 de la página 8-59.

8.8.5.5 METODO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO. En 1975 la Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural de la S.A.R.H., concentró en su "Instructivo de Pequeños Almacенamientos", sus experiencias relativas a la evaluación del coeficiente de escurrimiento anual, apoyándose en la clasificación de tipos de suelos y coberturas o usos del mismo, del U.S. Soil Conservation Service. Según dichas experiencias el coeficiente de escurrimiento anual (C) se evalúa con las fórmulas siguientes (34,129):

$$1) \text{ cuando } k < 0.15: \quad C = k \left(\frac{P - 250}{2,000} \right) \quad (8.29)$$

$$2) \text{ cuando } k > 0.15: \quad C = k \left(\frac{P - 250}{2,000} \right) + \left(\frac{k - 0.15}{1.5} \right) \quad (8.30)$$

siendo:

C = coeficiente de escurrimiento anual, adimensional.

P = precipitación anual, en milímetros.

k = parámetro que depende del tipo y uso o cubierta del suelo, se determina en la Tabla 8.24 (34,130) de la página siguiente, auxiliándose con las definiciones dadas en el Anexo D. El valor de k para la cuenca se determina por 'pesado'.

EJEMPLO 8.14:

Empleando el método del coeficiente de escurrimiento, resolver el problema del ejemplo 8.7 de la página 8-50. Se dispone en forma concisa de la información sobre el tipo y uso del terreno en la cuenca del proyecto 'Tenayuca', Zac., tal información es la siguiente:

1. 70% de la cuenca tiene bosque natural algo denso (cubierta del 50 al 75%).
2. 30% de la cuenca se dedica a la agricultura de temporal, con cultivos en surcos.
3. Los suelos de la cuenca se consideran tipo B.

SOLUCION: En base a la información anterior, el parámetro k promedio para la cuenca, según los valores de la Tabla 8.24, es:

$$k = 0.70(0.22) + 0.30(0.27) = 0.235 > 0.15$$

por lo que:

$$C = 0.235 \left(\frac{P - 250}{2,000} \right) + \left(\frac{0.235 - 0.15}{1.5} \right) = \quad (8.30)$$

$$C = 1.175 \cdot 10^{-4} (P - 250) + 0.05667$$

entonces, para el año 1940 se tiene:

$$C = 1.175 \cdot 10^{-4} (582.9 - 250) + 0.05667 = 0.09578$$

finalmente: $V' = 0.09578(582.9) = 55.832 \text{ milímetros.} \therefore V' = 55.8 \text{ mm}$

Las estimaciones relativas al resto de los años del registro de lluvias, se tienen en la 9a. columna de la Tabla 8.23 de la página 8-59.

La determinación del parámetro *k* de una cuenca, en forma más apegada a la realidad, se puede consultar en la página 133 de la referencia 34, en donde se tiene un ejemplo numérico para una cuenca con 4 usos del terreno y dos tipos de suelos en cada zona con uso diferente.

TABLA 8 2 4
PARAMETRO *k* DE LA FORMULA DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL, FUNCION DEL TIPO DE SUELO Y CUBIERTA VEGETAL

CUBIERTA (O USO) DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
BARBECHO, AREAS INCULTAS Y DESNUDAS	0.26	0.28	0.30
CULTIVOS :			
<i>en hilera</i>	0.24	0.27	0.30
<i>legumbres o rotación de pradera</i>	0.24	0.27	0.30
<i>granos pequeños</i>	0.24	0.27	0.30
PASTIZAL :			
% del suelo cubierto y pastoreo			
<i>más del 75 % — Poco</i>	0.14	0.20	0.28
<i>del 50 al 75 % — Regular</i>	0.20	0.24	0.30
<i>menos del 50 % — Excesivo</i>	0.24	0.28	0.30
BOSQUE :			
<i>cubierto más del 75 %</i>	0.07	0.16	0.24
<i>cubierto del 50 al 75 %</i>	0.12	0.22	0.26
<i>cubierto del 25 al 50 %</i>	0.17	0.26	0.28
<i>cubierto menos del 25 %</i>	0.22	0.28	0.30
<i>cascos y zonas con edificaciones</i>	0.26	0.29	0.32
<i>caminos, incluyendo derecho de vía</i>	0.27	0.30	0.33
<i>pradera permanente</i>	0.18	0.24	0.30

8.8.6 SELECCION DE RESULTADOS.

8.8.6.1 RESUMEN GRAFICO DE RESULTADOS. Con el objeto de observar claramente los períodos de registro estimados con cada criterio y la magnitud y fluctuación de los volúmenes escurridos anuales, a través de su valor medio y coeficiente de variación, se dibujan en un gráfico los volúmenes escurridos anuales en Hm^3 estimados con cada criterio o método aplicado. Lo anterior se muestra en la Fig. 8.30 (página siguiente), para los resultados de los ejemplos 8.7 a 8.14, al utilizar únicamente la estación Calerita en los métodos de similitud de cuencas.

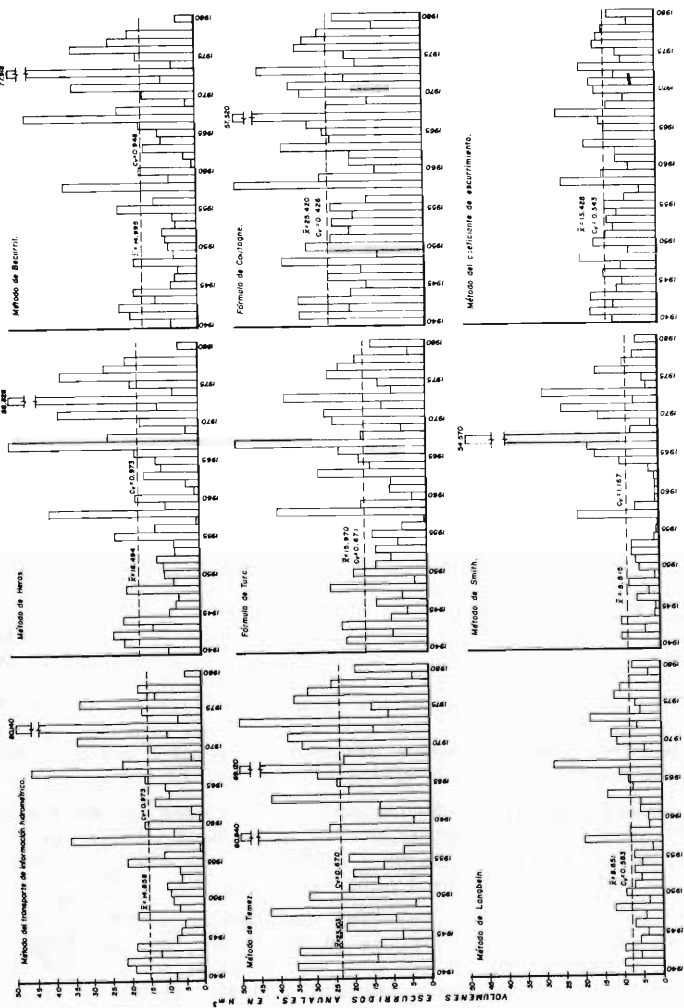
8.8.6.2 VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES ADOPTADOS. Tomando en cuenta los comentarios expuestos en el inciso 8.8.3 anterior, en relación con la garantía que ofrece cada método y su confiabilidad según el clima o sus experiencias con él obtenidas, se seleccionan los escurrimientos anuales.

En esta etapa del análisis, es de vital importancia la información recabada en campo sobre el régimen hidrológico de la corriente, como por ejemplo, la existencia de años sin escurrimiento, los años extraordinarios en volumen escurrido, la presencia de persistencia, según ocurrencia de años abundantes y de sequías, etc., ya que tales datos permitirán seleccionar el método cuyos resultados coincidan más satisfactoriamente con el probable régimen de la cuenca sin datos.

Para el caso del proyecto 'Tenayuca', Zac., analizado a través de los ejemplos 8.7 a 8.14, en la Tabla 8.25 de la página 8-64 se han concentrado los resultados de los nueve criterios aplicados, observándose que el volumen escurrido medio anual estimado fluctuó entre 8.7 y 25.4 Hm^3 con un valor medio del orden de 15.4 Hm^3 , por otra parte, el coeficiente de variación de los escurrimientos anuales estimados varió de 0.343 a 1.167 con un promedio de 0.69.

Tomando en cuenta que el método de Heras reporta un valor medio y un coeficiente

Fig. 8.30
 VOLUMENES ESCRIBIDOS ANUALES, EN HM³ ESTIMADOS EN EL PROYECTO TENAUCA,
 ZACATECAS, POR MEDIO DE LOS METODOS QUE SE INDICAN



de variación del escurrimiento anual, muy próximos a los promedios obtenidos con todos los criterios aplicados y considerando que es uno de los métodos más confiables, ya que incluye bastantes características de la cuenca sin datos y del área drenada por la estación hidrométrica auxiliar, como por ejemplo, área, lluvia, -- forma y pendiente; se consideró aceptable adoptar sus resultados para el proyecto Tenayuca, Zac.

TABLA 8.25
VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL (\bar{x}) Y COEFICIENTE DE VARIACION (C_v) OBTENIDOS
CON LOS METODOS QUE SE INDICAN, PARA EL PROJ. TENAYUCA, ZAC.

METODO O FORMULA DE:	\bar{x} (Hm ³)	C_v	METODO O FORMULA DE:	\bar{x} (Hm ³)	C_v
TRANSPORTE DE INF. HIDROM. CON ESTACION CALERITA.	14.9	0.973	COU TAG NE.	25.4	0.426
H E R A S.	16.5	0.973	L A N G B E I N.	8.7	0.583
B E C E R R I L.	15.0	0.948	S M I T H.	8.8	1.167
T E M E Z.	23.1	0.670	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	13.4	0.343
T U R C.	16.0	0.671	VALORES MEDIOS	15.4	0.690

3.9 ESTIMACION DE VOLUMENES ESCURRIDOS MENSUALES.

8.9.1 METODOS QUE SE PRESENTAN.

Los criterios que se presentan para la estimación de los volúmenes escurridos mensuales, nuevamente serán expuestos en un orden decreciente de probable confiabilidad, sin embargo, ahora se pueden citar normas más rígidas de aplicación de cada método, por ejemplo, el criterio denominado del Balance Hídrico Edafológico es aplicable únicamente a grandes cuencas, donde el escurrimiento base predomina, en cambio, el método basado en la ecuación del U.S. Soil Conservation Service para transformar la lluvia en escurrimiento, es adecuado exclusivamente en cuencas pequeñas, donde el escurrimiento superficial es parte preponderante del volumen drenado por tal cuenca o zona estudiada (22,20-1).

8.9.2 METODO DEL BALANCE HIDRICO EDAFOLOGICO.

8.9.2.1 GENERALIDADES. El término 'Balance Hídrico' fue utilizado en 1944 por el meteorólogo C.W. Thornthwaite, para referirse al balance o contabilidad entre las entradas de agua por precipitación y fusión de nieve y las salidas, debidas éstas a evapotranspiración, recarga de agua subterránea y escurrimiento. El balance puede ser aplicado a un perfil de suelo, a una parcela o a toda una cuenca y permite calcular un registro continuo de humedad en el suelo, evapotranspiración real, recarga del agua subterránea y escurrimiento, a partir de un registro climatológico y una serie de observaciones sobre los suelos y la vegetación existente (9,236).

El método del balance hídrico propuesto por Thornthwaite ha sido empleado con una gran variedad de propósitos e inclusive ha sido modificado en algunas ocasiones -- para volverlo más simple, tal es el caso de las referencias 38 y 22, en las cuales se considera al suelo como un tanque, es decir, no se toma en cuenta el agua retenida por el suelo según el nivel de exigencia para la evapotranspiración por la vegetación.

En este inciso el método es presentado en una versión práctica, pero sin sacrificar sus grandes atributos. Por otra parte, se sugiere consultar las referencias -- 37 y 10 para obtener una descripción minuciosa del método y disponer de todas las tablas auxiliares.

8.9.2.2 DETERMINACIONES Y CONSIDERACIONES PREVIAS. Tomando en cuenta que el método de balance hídrico edafológico se aplica a grandes cuencas, se tendrán que realizar algunos ajustes o cálculos complementarios para que los datos de entrada al

método, sean representativos de toda la cuenca, como se indica a continuación:

10. Obtener para la cuenca un censo de suelos y sus coberturas, incluyendo la extensión territorial de cada uno. Con la información anterior, se estiman capacidades de retención de humedad en cada suelo, expresándolas en milímetros. La determinación citada se realiza con auxilio de la Tabla 8.26 (9, 242) siguiente.

TABLA 8.26
CAPACIDADES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA SEGUN SUELO Y CULTIVO

TEXTURA DEL SUELO	AGUA UTILIZABLE mm /m	PROFUNDIDAD RADICULAR m	RETENCION DE HUMEDAD APLICABLE AL SUELO mm
Cultivos de raíces someras (espinacas, guisantes, judías, remolacha, zanahoria, etc.).			
Arenoso fino.	100	0.50	50
Franco arenoso fino.	150	0.50	75
Franco limoso.	200	0.62	125
Franco arcilloso.	250	0.40	100
Arcilloso.	300	0.25	75
Cultivos de raíces de profundidad moderada (maíz, algodón, tabaco, cereales).			
Arenoso fino.	100	0.75	75
Franco arenoso fino.	150	1.00	150
Franco limoso.	200	1.00	200
Franco arcilloso.	250	0.80	200
Arcilloso.	300	0.50	150
Cultivos de raíces profundas (alfalfa, praderas, arbustos).			
Arenoso fino.	100	1.00	100
Franco arenoso fino.	150	1.00	150
Franco limoso.	200	1.25	250
Franco arcilloso.	250	1.00	250
Arcilloso.	300	0.67	200
Arboles frutales.			
Arenoso fino.	100	1.50	150
Franco arenosa fina.	150	1.67	250
Franco limoso.	200	1.50	300
Franco arcilloso.	250	1.00	250
Arcilloso.	300	0.67	200
Bosque cerrado			
Arenoso fino.	100	2.50	250
Franco arenoso fino.	150	2.00	300
Franco limoso.	200	2.00	400
Franco arcilloso.	250	1.60	400
Arcilloso.	300	1.17	350

El espesor del suelo en el cual la capacidad de retención de humedad es requerida, corresponde a la profundidad de la zona radicular intensiva de la vegetación existente, o menor en casos especiales, como por ejemplo, por la presencia de capas impermeables someras. Finalmente se estima la capacidad de retención de la cuenca, por 'pesado' según la extensión de cada suelo.

Cuando la capacidad de retención de los diversos suelos y coberturas de la cuenca, difiera en más de un 100% de la capacidad menor, o en más de 25 milímetros, habrá que trabajar el balance hídrico por subcuencas (22,20-4).

20. La evapotranspiración potencial para cada mes del registro anual por analizar, se estima en base al método de Thornthwaite expuesto en el inciso 7.- 9.2.1 del capítulo 7, para cada localidad de la cuenca donde exista una estación climatológica. Para obtener la evapotranspiración potencial en la cuenca, se ponderan los valores estimados, lo anterior por medio de la técnica de los polígonos de Thiessen (inciso 4.5.4 del capítulo 4).
30. Al determinar la precipitación mensual sobre la cuenca, por ejemplo, a tra

vés de los polígonos de Thiessen, si las lluvias en cada estación pluviométrica varían marcadamente en las diversas localidades o zonas principales de la cuenca, entonces habrá que realizar el balance hídrico por subcuencas. Lo anterior se considera necesario, si a nivel medio anual, la lluvia varía un 30% del menor valor de una zona a otra, o bien, del orden de 75 milímetros (22,20-4).

40. En el inciso 7.10.2 del capítulo 7, se indicó que la evapotranspiración de ja de ser potencial conforme el suelo se va secando. Como a lo largo del año hidrológico el suelo se humedece y seca, según sea época de escurrimiento o de estiaje, entonces se requiere trabajar con la ecuación 7.5.6 - del cap. 7, para estimar que cantidad de la magnitud (P - ETP) de signo negativo puede ser abastecida por el suelo y de esta forma obtener la evapotranspiración real (ETR). Para llevar a cabo lo anterior, Thornthwaite y Mather proponen un método, citado en la referencia 37; como ilustración de las tabulaciones del citado método se presenta la Tabla 8.27 (10,39) siguiente.

T A B L A 8 2 7
HUMEDAD RETENIDA EN EL SUELO SEGUN LAS LAMINAS DE AGUA UTILIZABLE
EN EVAPOTRANSPIRACION, SUELO CON CAPACIDAD DE AGUA UTILIZABLE DE 100mm.

(P - ETP) A cum.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
AGUA RETENIDA EN EL SUELO (SM)										
0	100	99	98	97	96	95	94	93	92	91
10	90	89	88	88	87	86	85	84	83	82
20	81	81	80	79	78	77	77	76	75	74
30	74	73	72	71	70	70	69	68	68	67
40	66	66	65	64	64	63	62	62	61	60
50	60	59	59	58	58	57	56	56	55	54
60	54	53	53	52	52	51	51	50	50	49
70	49	48	48	47	47	46	46	45	45	44
80	44	44	43	43	42	42	41	41	40	40
90	40	39	39	38	38	38	37	37	36	36
100	36	35	35	35	34	34	34	33	33	33
110	32	32	32	31	31	31	30	30	30	30
120	29	29	29	28	28	28	27	27	27	27
130	26	26	26	26	25	25	25	24	24	24
140	24	24	23	23	23	23	22	22	22	22
150	22	21	21	21	21	20	20	20	20	20
160	19	19	19	19	19	18	18	18	18	18
170	18	17	17	17	17	17	16	16	16	16
180	16	16	15	15	15	15	15	15	14	14
190	14	14	14	14	14	14	13	13	13	13
200	13	13	12	12	12	12	12	12	12	12
210	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11
220	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
230	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
240	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
250	8	8	8	7	7	7	7	7	7	7
260	7	7	7	7	7	7	6	6	6	6
270	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
280	6	6	6	6	6	5	5	5	5	5
290	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
300	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4
310	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
320	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
330	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
340	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2
360	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
370	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
380	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
390	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
410	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1
420	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
430	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
440	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
450	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

8. 9.2.3 PROCEDIMIENTO OPERATIVO PROPUESTO. El desarrollo de los cálculos numéri-

cos se muestra en la Tabla 8.28 de la página siguiente, en la cual se tiene el -- cálculo para un año hidrológico, mismo que se inicia con el estiaje, es decir, al final de la época de lluvias del año cronológico anterior. En la República Mexicana es común que el año hidrológico se inicie en alguno de los meses de agosto a -- diciembre y termine por ende entre julio y noviembre del año siguiente.

Entonces en los renglones 1 y 2 se tienen la lluvia mensual (P) y la evapotranspiración potencial (ETP) en la cuenca, en milímetros. En el tercer renglón se presentan las diferencias algebraicas de P - ETP; estas cantidades definen las épocas de lluvias y de estiaje, según si su signo es positivo o negativo, respectivamente. En el 4o. renglón se acumulan los valores negativos seguidos de P - ETP, es decir, los valores correspondientes al estiaje y se denomina 'pérdida potencial acumulada'.

Con el método de Thornthwaite y Mather, se estima qué cantidad de agua es retenida en el suelo, según la pérdida potencial acumulada y su capacidad de retención, ésta última define la tabulación a utilizar (por ejemplo, Tabla 8.27 de la página 8-66). Entonces, la porción del 5o. renglón correspondiente a la época de estiaje se calcula en base al método de Thornthwaite y Mather y a los valores de la pérdida potencial acumulada; el resto del renglón y los valores del siguiente se van -- calculando conforme se realiza la contabilidad o balance, comenzando en el estiaje y considerando al suelo a capacidad de campo en el mes anterior (último mes de la época de lluvias).

En el 7o. renglón se anota la evapotranspiración real (ETR), pudiéndose presentar dos casos, el primero cuando P - ETP es positiva, se tiene que $ETR = ETP$ y el segundo, para P - ETP negativa, entonces la ETP es parcialmente satisfecha por la precipitación y el agua que se puede extraer del suelo, cuya suma es igual a la ETR. -- La diferencia entre ETP y ETR, se denomina 'deficiencia de humedad (DH)' y se anota en el 8o. renglón.

Por otra parte, cuando se excede la capacidad del suelo y existe sobrante entre -- la lluvia y la ETP, se origina la 'humedad en exceso (EXC)', la cual se anota en el renglón 9. A partir de EXC se origina el escurrimiento mensual (E) buscado, para lo cual se puede seguir la recomendación de Thornthwaite y Mather para grandes cuenca: aproximadamente el 50% de EXC es disponible para el escurrimiento E y el resto se detiene en el subsuelo, en el agua subterránea, en las depresiones superficiales y en los cauces, apareciendo como contribución al escurrimiento del mes siguiente, el cual nuevamente se vuelve a distribuir.

Cuando se utilizan intervalos más cortos en el balance hídrico, o la cuenca es reducida, la porción de agua en exceso que es retenida seguramente es menor que el 50% y entonces los valores del renglón 12 (detención, D), no serán iguales a los del anterior (escurrimiento, E).

La determinación del porcentaje que se considera adecuado para la humedad retenida puede ser estimado por tanteos, calibrando el método para uno o varios años -- del registro en una estación hidrométrica auxiliar, de manera que se logre una -- concordancia con los meses de escurrimiento y sus magnitudes.

EJEMPLO 8.15:

Para ilustrar el desarrollo del método del balance hídrico edafológico, en la Tabla 8.28 de la página siguiente, se presentan los cálculos correspondientes al -- primer año de estimación del volumen escurrido mensual, en el proyecto 'Tenayuca', Zac., cuya capacidad de retención de agua por los suelos de su cuenca se estimó en 100 milímetros.

Adicionalmente conviene aclarar que los datos climáticos necesarios provienen de la estación Calera, ubicada cerca del proyecto (ver ejemplo 8.10 de la página 8--57).

8.9.3 METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE PARA ZONAS AGRICOLAS.

METODO DEL BALANCE HIDRICO EDAFOLOGICO PARA ESTIMAR LOS VOLUMENES
 ESCRURIDOS MENSUALES DE LA CUENCA DEL PROYECTO 'TENAYUCA', ZAC.
 (Datos climatológicos necesarios tomados de la estación Calera)

Rengión	CONCEPTO:	1 9 4 1 1 1 9 4 2												S	O		
		J'	A'	S	O	N	D	E	F	M	A	M'	J			J'	A'
1	P.	200.1	80.8	84.0	94.1	8.4	3.4	0	4.3	0	0	0	99.4	153.9	235.4	58.3	29.2
2	ETP.	103.0	98.2	87.2	81.7	55.5	42.3	38.8	43.1	57.4	75.9	114.4	108.5	103.5	96.0	81.1	77.4
3	(P-ETP).		-17.4	-3.2	12.4	-47.1	-38.9	-38.8	-38.8	-57.4	-75.9	-114.4	-9.1	50.4	139.4	-22.8	-48.2
4	PERDIDA POT. ACUM.		-17.4	-20.6		-47.1	-86.0	-124.8	-163.6	-221.0	-296.9	-411.3	-420.4			-22.8	-71.0
5	HS.	100.0	84.0	81.0	93.4	62.0	41.0	28.0	19.0	10.0	5.0	2.0	1.0	51.4	100.0	79.0	48.0
6	ΔHS.		-16.0	-3.0	+12.4	-31.4	-21.0	-13.0	-9.0	-9.0	-5.0	-3.0	-1.0	+50.4	+48.6	-21.0	-31.0
7	ETR.		96.8	87.0	81.7	39.8	24.4	13.0	13.3	9.0	5.0	3.0	100.4	103.5	96.0	79.3	60.2
8	DH.		1.4	0.2	0	15.7	17.9	25.8	29.8	48.4	70.9	111.4	8.1	0	0	1.8	17.2
9	EXC.		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	90.8	0	0
10	TOTAL DISP. PARA ESC.														90.8	13.6	2.0*
11	E.														77.2	11.6	2.0
12	D.														13.6	2.0	0
13	E. (Hm³)														15.826	2.378	0.410

→ Inicio de los cálculos

→ Primer año calendario para el que se calculan los volúmenes escurridos mensuales.

**

NOTAS:

1a. Todas las cantidades están en milímetros, excepto las magnitudes del 13° renglón.

2a. No se pueden calcular los volúmenes escurridos mensuales del año 1941

* No se consideró necesario distribuir esta cantidad.

** Inicio del siguiente año hidrológico.

8.9.3.1 GENERALIDADES. Este método se basa en las lluvias diarias en la cuenca o en una estación pluviométrica cercana y utiliza el criterio del U.S. Soil Conservation Service (ecuación D.7 del Anexo D), para estimar las lluvias en exceso que se producen, de acuerdo a los tipos de suelos de la cuenca y sus coberturas vegetales, características que se toman en cuenta a través del número N de la curva de escurrimiento (ver Anexo D). La suma de las lluvias en exceso que llegan a producirse en un mes en análisis, permite estimar su volumen escurrido mensual.

El método además permite tomar en cuenta el cambio en la deficiencia de humedad del suelo, conforme se suceden las lluvias, lo anterior al cambiar la llamada 'condición de humedad antecedente (CHA)' (inciso D.4.2 del Anexo D), según la cantidad de lluvia diaria acumulada en los 5 días antecedentes a la lluvia diaria que se analiza y también de acuerdo a la época en que ocurre; definiéndose dos períodos que toman en cuenta el desarrollo de la vegetación: la época de desarrollo y la de descanso. Entonces la determinación de la CHA se lleva a cabo con auxilio de la Tabla 8.29 (23,21-29) siguiente.

T A B L A 8 . 2 9
D E T E R M I N A C I O N D E L A C O N D I C I O N D E H U M E D A D A N T E C E D E N T E (C . H . A .)

C. H. A.	TOTAL DE LLUVIA EN LOS 5 DIAS ANTECEDENTES	
	ESTACION DE DESCANSO	ESTACION DE CULTIVO
I (seca)	< 12.7 mm.	< 35.6 mm.
II (media)	12.7 a 27.9 mm.	35.6 a 53.3 mm.
III (húmeda)	> 27.9 mm.	> 53.3 mm.

8.9.3.2 RECOMENDACIONES PARA SU APLICACION. El método descrito anteriormente es únicamente aplicable a cuencas pequeñas y preferentemente a cuencas rurales con gran porcentaje de su área cultivada. Sin embargo, ya que el parámetro N puede ser estimado para zonas boscosas e inclusive para áreas urbanas, como se muestra en el Anexo D, se recomienda tomar los resultados del método en estos casos con bastante cautela, ya que la determinación de la CHA en la Tabla 8.29 puede afectar apreciablemente la magnitud del escurrimiento estimado.

8.9.3.3 PROCEDIMIENTO OPERATIVO DEL METODO. En la Tabla 8.30 de la página siguiente se ilustra el procedimiento operativo del método, para los datos ahí concentrados, hasta llegar a obtener la estimación del volumen escurrido mensual.

Para mayores detalles del método se sugiere consultar la referencia 1.

8.9.4 METODO DE LOS FRAGMENTOS.

Este método ha sido propuesto por G.G. Svanidze (1964) y aunque tiene poca justificación teórica es bastante simple, práctico y lógico. En este criterio, la serie de volúmenes anuales se estima con los métodos del inciso 8.8, o bien, a través de técnicas estocásticas y entonces para cada volumen anual su fluctuación mensual es asignada. Los modelos de estas fluctuaciones mensuales, llamados 'fragmentos', son obtenidos de un registro histórico (estación hidrométrica auxiliar) como cocientes adimensionales respecto al volumen escurrido anual; de esta manera se tendrán tantos modelos de fluctuación del escurrimiento, como años de registro se disponga.

Los fragmentos que serán usados en un volumen dado se pueden escoger aleatoriamente, o a través de una correlación entre el escurrimiento histórico anual y el tipo de modelo de variación mensual encontrado, finalmente los fragmentos son multiplicados por el volumen anual estimado o generado y se obtienen los escurrimientos mensuales buscados. (17,29).

TABLA 8.30
DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO A PARTIR DE LA PRECIPITACION
 (Método del U. S. Soil Conservation Service)

Temporada : CULTIVO Año: 1973 Mes : MAYO Año: 1973 Temporada : CULTIVO Año: 1973
 Mes : JUNIO Año: 1973 Temporada : CULTIVO Año: 1973
 Mes : JULIO Año: 1973 Temporada : CULTIVO Año: 1973
 Mes : AGOSTO Año: 1973 Temporada : CULTIVO Año: 1973

MAYO			JUNIO			JULIO			AGOSTO				
DIA	LLUVIA (mm.)	No.ESC C.H.A N	DIA	LLUVIA (mm.)	No.ESC C.H.A N	DIA	LLUVIA (mm.)	No.ESC C.H.A N	DIA	LLUVIA (mm.)	No.ESC C.H.A N		
1			1	4.9	I	66	0.00		1				
2			2	6.3	I	66	0.00		2	2.4	II	82	0.00
3			3	14.8	I	66	0.00		3	9.6	I	66	0.00
4			4						4	7.7	II	82	0.00
5			5						5	19.2	I	66	0.00
6			6						6	4.0	II	82	0.00
7			7						7	58.7	III	92	21.88
8			8						8	9.6	III	92	0.98
9			9						9				
10			10	25.3	I	66	0.00		10				
11			11	4.9	I	66	0.00		11				
12			12						12				
13			13						13	38.5	I	66	1.06
14			14						14	67.3	II	82	28.17
15	1.9	I	15	7.0	I	66	0.00		15	62.5	III	92	42.08
16			16	7.7	I	66	0.00		16				
17	10.7	I	17						17				
18	6.3	I	18						18				
19			19						19	1.0	III	92	0.00
20			20	1.4	I	66	0.00		20				
21			21						21				
22			22	4.8	I	66	0.00		22				
23			23	33.3	I	66	0.37		23				
24			24	14.3	II	82	0.17		24				
25			25	1.0	II	82	0.00		25				
26			26						26				
27			27	2.5	I	66	0.00		27	10.6	I	66	0.00
28			28	7.0	I	66	0.00		28				
29			29	2.8	I	66	0.00		29	5.8	I	66	0.00
30			30	11.3	I	66	0.00		30	38.5	I	66	1.06
31			31	14.8	I	66	0.00		31				
Σ Pex. = 0.00 mm. Vol. Esc. = 0.00			Σ Pex. = 0.54 mm. Vol. Esc. = 0.38			Σ Pex. = 0.00 mm. Vol. Esc. = 0.000			Σ Pex. = 95.23 mm. Vol. Esc. = 9.686				

N₁ = 66 N_{II} = 82 N_{III} = 92 (P_{min})_I = 26.2 mm. (P_{min})_{II} = 11.1 mm. (P_{min})_{III} = 4.4 mm. A = 70 Km²

8.10 RESUMEN DEL CAPITULO.

El escurrimiento de una corriente puede ser considerado como la componente más importante del ciclo hidrológico, ya que su aprovechamiento constituye el objetivo primordial de las obras hidráulicas. En este capítulo se describió con detalle el proceso del escurrimiento, los factores que determinan su distribución y magnitud y sus técnicas de medición, incluyendo las ideas básicas sobre las redes hidrométricas, en relación con los criterios elementales de diseño y unos comentarios sobre el estado actual de la red hidrométrica del país.

Por último, se presentaron las diversas metodologías para el cálculo de los volúmenes escurridos en una corriente, a partir de información hidrométrica y las técnicas de estimación del escurrimiento en cuencas sin aforos.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. ALBERRO A., J. y SPRINGALL G., R. " Datos Hidrológicos y Geológicos. Sección - A ". Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones de la industria Eléctrica, Comisión Federal de Electricidad. México, D.F., 1969
2. CAMPOS A., D.F. " Recopilación de Fórmulas Empíricas para Estimar los Tiempos de Concentración, de Retraso y de Pico, en Cuencas Rurales ". Subdirección Regional Noreste de Obras Hidráulicas e Ing. Agrícola para el Desarrollo Rural, S.A.R.H. San Luis Potosí, S.L.P., México. Mayo 1981 (23 páginas).
3. CLARKE, R.T. " Mathematical Models in Hydrology ". chapter 2: The generation - of synthetic sequences of a single hydrological variable, page 19 to 72. Irrigation and Drainage paper No. 19, Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, Italy. 1973.
4. CHEBOTAREV, A.I. " General Hydrology ". Part 1 of Volume II, in the Compendium of Meteorology. WMO - No. 364. Secretariat of the World Meteorological Organization. Geneva, Switzerland. 1977.
5. CHOW, V.T. " Runoff ". Section 14 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. 1964
6. DAVIS, S.N. y DE WIEST, R. " Hidrogeología ". capítulo II: El ciclo hidrológico, páginas 44 a 111. Ediciones Ariel, Barcelona, España. 1971.
7. DOMINGUEZ M., R. " Escurrimiento ". Sección A: Hidrotecnia, Tema 1: Hidrología, capítulo 3; Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad. México, D.F. 1981.
8. DOMINGUEZ M., R. " Red Hidrológica. Elementos Básicos ". Documentación de la - Comisión del Plan Nacional Hidráulico, número 3. CPNH, S.A.R.H. México, D.F. - 1975. (35 páginas).
9. DUNNE, T. and LEOPOLD, L.B. " Water in Environmental Planning ". Chapter 8: -- The water balance, page 236 to 254. W.H. Freeman and Company. San Francisco, - California, U.S.A. 1978.
10. GARCIA LOZANO, F., GOMEZ ESPADAS, J.L. y LUJAN GARCIA, J. " Balance Hídrico ". Servicio de publicaciones del Centro de Estudios Hidrográficos, Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. 1971. (60 páginas).
11. GOULD, B.W. " Statistical Methods for Estimating the Design Capacity of Dams ". Journal of The Institution of Engineers, Australia. Vol. 33, No. 12, page 405 to 416. December, 1961.
12. HERAS R., R. " Hidrología y Recursos Hidráulicos ". Inciso 2.8.6: Estimación - de Aportaciones, páginas 724 a 741, Tomo I, Publicación No. 120 del Servicio - de publicaciones del Centro de Estudios Hidrográficos, Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. 1976.
13. HIDORE, J.J. " Length of Record and Reliability of Anual Runoff Means ". Journal of Hydrology, Vol. 1, page 344 to 354. North-Holland Publishing Co., Amsterdam. 1963.
14. INSTITUTO DE HIDROLOGIA. " Manual de Hidrología ". Volumen 2: El ciclo hidrológico, capítulo 4: Las aguas superficiales, páginas 297 a 448. Publicación No. -

88 del Servicio de publicaciones del Centro de Estudios Hidrográficos, Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. 1972.

15. INSTITUTO DE HIDROLOGIA. "Apuntes de las Prácticas del XII Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada". Madrid, España. Enero a julio de 1977.
16. KING, H.W. y BRATER, E.F. "Manual de Hidráulica". Sección 9: Aforos de Corrientes de agua, páginas 422 a 457. Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana. México, D.F. 1962.
17. KLEMEŠ, V. "Applications de L'Hydrologie a la Gestion des Ressources en Eau". Chapitre 2: Problemes hydrologiques que pose l'inventaire des ressources en eau, page 7 au 42. Hydrologie Opérationnelle Rapport No. 4, OMM-No. 356. Secrétariat de l'Organisation Météorologique Mondiale. Geneve, Suisse. 1975.
18. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. "Hidrología para Ingenieros". Capítulos 4 y 12: Caudal e Hidrología Estocástica, páginas 89 a 122 y 311 a 330, respectivamente. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. segunda edición. 1977.
19. LINSLEY, R.K., KOHLER, MA. and PAULHUS, J.L.H. "Applied Hydrology". chapter 15: Hydrograph Analysis, page 387 to 404. McGraw-Hill Book Company and Kōgaku sha Company. Tokyo, Japan. 1949.
20. MADEREY RASCON, L.E. "El Agua de Escurrimiento en la República Mexicana". - Instituto de Geografía de la U.N.A.M. México, D.F. 1977. (48 páginas).
21. McMAHON, T.A. and MEIN, R.G. "Reservoir Capacity and Yield". Chapter 2: Definition of terms, page 6 to 18. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam. 1978.
22. MOCKUS, V. "Watershed Yield". Chapter 20 in the Section 4 (Hydrology) of the National Engineering Handbook. U.S. Soil Conservation Service. Washington, D. C., U.S.A. August 1972.
23. OGROSKY, H.O. and MOCKUS, V. "Hydrology of Agricultural Lands". Section 21 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. 1964.
24. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. "Glosario Hidrológico Internacional". - WMO/OMM/BMO-No. 385. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial. Ginebra, Suiza. 1974.
25. ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. "Guía de Prácticas Hidrometeorológicas". Anexos A y C: Análisis Hidrológico y Predicción Hidrológica, páginas A.1 a A.79 y B.1 a B.61, respectivamente. Secretaría de la Organización Meteorológica Mundial. Ginebra, Suiza. 1970.
26. ORTEGA GIL, E. "Disponibilidad de Agua Superficial". Documentación de la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, No. 5. CPNH, S.A.R.H. México, D.F. 1975.
27. SCHULZ, E.F. "Problems in Applied Hydrology". Chapter 2 and 7: Application of elementary statistics in hydrology and Runoff and hydrograph analysis, page 31 to 73 and 275 to 376. Water Resources Publications. Fort Collins, CO. - U.S.A. Revised 1976.
28. SMITH, D.I. and STOPP, P. "The River Basin. An Introduction to the Study of Hydrology". Chapter 2: The measurement of discharge, page 3 to 14. Cambridge

- University Press. Cambridge, England. 1978.
29. SMITH, R.L. " Utilizing Climatic Data to Appraise Potential Water Yields ". - Proceedings of the Madrid Symposium. Studies and Reports in Hydrology No. 16. Volume 2, page 253 to 264. Unesco-WMO-IAHS. June 1973.
 30. SNIDER, D. " Hydrographs ". Chapter 16 in the Section 4 (Hydrology) of The National Engineering Handbook. U.S. Soil Conservation Service. Washigton, D.C. August 1972.
 31. SOKOLOV, A.A., RANTZ, S.E. and ROCHE, M. " Floodflow Computation. Methods compiled from world experience ". Chapter 3: Use of Streamflow data in computing flood-frequency curves, page 73 to 94. Studies and Reports in Hydrology No. - 22. The Unesco Press. Paris, France. 1976.
 32. SPRINGALL C., R. " Hidrología. Primera parte ". capítulo 4: Escurrimiento, páginas 81 a 131. Publicación D7 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. Abril 1970.
 33. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. " Instructivo para Aforo de Corrientes ". Departamento de Hidrometría, de la Dirección de Hidrología, S.R.H. 6a. edición. México, D.F. 1964.
 34. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. " Pequeños Almacenamientos ". Tema 3.4: - Estudios Hidrológicos, páginas 124 a 170. Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, S.R.H. México, D.F. Agosto 1975.
 35. SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA. " Boletines Hidrológicos ". varios números. Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación, S.A.R.H. México, D.F.
 36. TEMEZ, J.R. " New Models of Frequency Law of Runoff Starting from Precipitations ". Proceedings of the Madrid Symposium. Studies and Reports in Hydrology No. 16. Volume 2, page 287 to 300. Unesco-WMO-IAHS. June 1973.
 37. THORNTHWAITTE, C.W. and MATHER, J.R. " Instructions and Tables for Computing - Potential Evapotranspiration and the Water Balance ". Laboratory of Climatology, Drexel Institute of Technology. Volume X, No. 3. New Jersey, U.S.A. Fifth Printing. 1957.
 38. THORNTHWAITTE, C.W. " Instructivo para la Determinación del Clima de acuerdo - al Segundo Sistema de Thornthwaite ". Publicación No. 7 de la Dirección de Agrología de la Dirección Gral. de Estudios, S.R.H. México, D.F. Diciembre de 1972.
 39. TOEBES, C. and OURYVAEV, V. " Las Cuencas Representativas y Experimentales ". Informe de la Unesco sobre Hidrología No. 4. Publicación No. 95 del Servicio de Publicaciones del Centro de Estudios Hidrográficos del Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. Versión española de R. Heras, 1973.
 40. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and HARBAUGH, T.E. " Introduction to - Hydrology ". Chapter 4: Streamflow, page 89 to 155. Harper & Row, Publishers. New York, U.S.A. Second edition, 1977.
 41. WARD, R.C. " Principles of Hydrology ". Chapter 8: Runoff, page 238 to 310. - McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. London, England. second edition, 1975.
 42. WILSON, E.M. " Engineering Hydrology ". Chapter 6: Surface Runoff, page 91 to

119. The MacMillan Press Ltd. London, England. second edition, 1974.

43. WISLER, C.O. and BRATER, E.F. " Hydrology ". chapter 2: The hydrograph, page 15 to 30. John Wiley & Sons, Inc. New York, N.Y., U.S.A. second edition, 1959.

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA:

- A. CLIFFORD B., M. " Streamflow Measurement ". Section 15 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, N.Y., U.S.A. 1964.
- B. D'OLIVEIRA, E.E. and MIMOSO L., J.J. " Application of Coutagne's and Turc Formulas to the Southern Mozambique Rivers ". Proceedings of the Madrid Symposium. Studies and Reports in Hydrology No. 16. Volume 2, page 121 to 140. Unesco- WMO-IAHS. June 1973.
- C. FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE U.N. " Influence of Man on the Hydrological Cycle ". Irrigation and Drainage paper, special number 17. Rome, Italy. 1974.
- D. FOSTER, A.B. " Métodos Aprobados en Conservación de Suelos ". Editorial Trillas México, D.F. 1979.
- E. GONZALEZ G., C. " Proyecto para el Establecimiento de una Red de Estaciones Hidrométricas en la Región Noreste de la República Mexicana ". Trabajo Recepcional. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, S.L.P., México. 1978.
- F. JANICK, J., SCHERY, R.W., WOODS, F.W. and RUTTAN, V.W. " Plant Science. An Introduction to World Crops ". W.H. Freeman and Company. San Francisco, California, U.S.A. Second edition, 1974.
- G. KLOHN, W. y LEVY, A. " Manual de Aparatos e Instrumentos Hidrométricos ". Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Ministerio de Agricultura. Bogotá, Colombia. Febrero 1972.
- H. KLOHN, W. " Aforos por Dilución de Trazadores ". Páginas 21 a 37 en la Publicación No. 22 del Servicio Colombiano de Meteorología e Hidrología. Ministerio de Agricultura), titulada: Obtención de Información Hidrológica por Métodos Especiales. Bogotá, Colombia. Abril 1971.
- I. LEVI, E. y VALDES, R. " Método para Analizar Hidrogramas sin disponer de Datos Pluviométricos y Fisiográficos de la Cuenca ". Sobretiro de la Revista Ingeniería Hidráulica en México. México, D.F. 1965.
- J. PLATA, A. " Isótopos en Hidrología ". Capítulos 1,2 y 3, páginas 1 a 129. Editorial Alhambra, S.A. Madrid, España. 1972.
- K. SCHWAB, G.O., FREVERT, R.K., EDMINSTER, T.W. and BARNES, K.K. " Soil and Water Conservation Engineering ". Third edition. John Wiley & Sons. New York, N.Y., U.S.A. 1981.
- L. UNESCO. " Hydrological Effects of Urbanization ". Studies and Reports in Hydrology No. 18. Paris, France.
- M. U.S. BUREAU OF RECLAMATION. "Water Measurement Manual ". U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado, U.S.A. Second edition, revised reprint, 1974.

N. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. " Use of Weirs and Flumes in Stream Gauging " Technical Note No. 117, WMO-No. 280. Secretariat of the World Meteorological Or
ganization. Geneva, Switzerland. 1971.

ANEXO A: <u>NOCIONES FUNDAMENTALES DE ESTADÍSTICA: PROBABILIDAD, FUNCIONES DE DISTRIBUCION, PARAMETROS ESTADÍSTICOS Y CONCEPTO Y SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.</u>	A-1
A.1 CONCEPTOS BASICOS.	A-1
A.2 VARIABLE ALEATORIA Y AXIOMAS DE PROBABILIDAD.	A-1
A.3 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES.	A-2
A.3.1 Importancia.	A-2
A.3.2 Procesamiento y Representación de Datos: Histograma y Polígono de Frecuencias.	A-2
EJEMPLO A.1	A-3
A.3.3 Funciones de Densidad y Distribución de Probabilidades.	A-4
A.4 ESTIMACION DE PARAMETROS ESTADÍSTICOS DE LAS MUESTRAS.	A-6
A.4.1 Introducción.	A-6
A.4.2 Medidas de Tendencia Central.	A-6
A.4.3 Medidas de Dispersión.	A-7
A.4.4 Medidas de Asimetría.	A-7
EJEMPLO A.2	A-8
EJEMPLO A.3	A-8
A.5 CONCEPTO Y SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.	A-9
A.5.1 Concepto de Período de Retorno.	A-9
A.5.2 Concepto de Riesgo de Falla.	A-9
EJEMPLO A.4	A-10
A.5.3 Selección del Período de Retorno de Diseño.	A-10
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	A-13
ANEXO B: <u>FUNCIONES DE DISTRIBUCION UTILIZADAS EN EL ANALISIS PROBABILISTICO DE PRECIPITACIONES Y ESCURRIMIENTOS ANUALES Y LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.</u>	B-1
B.1 SELECCION DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION MAS ADECUADA.	B-1
B.1.1 Normas Generales.	B-1
B.1.2 Papel de Probabilidad y Posiciones Gráficas.	B-1
B.1.3 Ecuación General del Análisis Hidrológico de Frecuencia.	B-2
B.1.4 Contraste de la Distribución Adoptada.	B-2
EJEMPLO B.1	B-2
B.2 METODOLOGIAS ELEMENTALES DE CALCULO ANALITICO DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD ADECUADAS A LLUVIAS Y ESCURRIMIENTOS ANUALES.	B-3
B.2.1 Distribución Normal y Log-normal.	B-4
B.2.2 Distribución Pearson Tipo III.	B-4
B.2.3 Distribución Weibull.	B-5
B.2.4 Distribución Gamma Incompleta.	B-5
EJEMPLO B.2	B-5
EJEMPLO B.3	B-9
B.3 METODOLOGIAS ELEMENTALES DE CALCULO ANALITICO DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD UTILIZADAS PARA ANALIZAR LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.	B-10
B.3.1 Distribución Gumbel Simple.	B-10
B.3.2 Distribución Log-Pearson Tipo III.	B-11

EJEMPLO B.4	B-11
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	B-16
<u>ANEXO C: REGRESION Y CORRELACION LINEALES: CONCEPTOS Y APLICACIONES --</u>	
<u>FUNDAMENTALES.</u>	C-1
C.1 GENERALIDADES.	C-1
C.1.1 Introducci3n.	C-1
C.1.2 Concepto de Regresi3n y Correlaci3n.	C-1
C.1.3 Diagrama de Dispersi3n y Modelos de Regresi3n.	C-1
C.1.4 M3todo de los M3nimos Cuadrados.	C-2
C.1.5 Tipos de Rectas de Regresi3n.	C-2
C.2 RECTA DE REGRESION DE y SOBRE x.	C-2
C.3 CORRELACION Y COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL.	C-3
C.3.1 Principales Tipos de Correlaci3n.	C-3
C.3.2 Coeficiente de Correlaci3n Lineal.	C-3
C.3.3 Test para el Coeficiente de Correlaci3n Lineal.	C-4
C.4 INCREMENTO DE LA INFORMACION HIDROLOGICA POR REGRESION.	C-4
C.4.1 Generalidades.	C-4
C.4.2 Metodolog3a.	C-5
C.4.3 Concepto de Eficiencia Estadística.	C-5
EJEMPLO C.1	C-5
C.5 REGRESION LINEAL MULTIPLE.	C-7
C.5.1 Introducci3n.	C-7
C.5.2 Soluci3n Matricial.	C-8
C.5.3 Coeficiente de Correlaci3n Lineal M3ltiple.	C-8
C.5.4 Aplicaci3n Pr3ctica.	C-8
EJEMPLO C.2	C-9
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	C-12
<u>ANEXO D: NUMEROS DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO (N) DE LOS COMPLEJOS HI-</u>	
<u>DROLOGICOS SUELO-COBERTURA DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.</u>	D-1
D.1 GENERALIDADES.	D-1
D.2 GRUPOS HIDROLOGICOS DE SUELOS.	D-1
EJEMPLO D.1	D-2
D.3 CLASES DE USO DEL TERRENO Y TRATAMIENTOS.	D-2
D.3.1 Definiciones.	D-2
D.3.2 Clases en los Terrenos Cultivados.	D-2
D.3.3 Clases de Pradera Natural.	D-4
D.3.4 Clases de Bosques.	D-5
D.3.5 Tabla de N3meros N en Zonas Agr3colas y Cuencas Rurales.	D-5
D.3.6 Procedimientos del U.S. Forest Service para estimar el N3me- ro N en los Bosques.	D-5
D.3.7 Clases en las Zonas Suburbanas y Urbanas.	D-7
D.4 FORMULA DE LA RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO.	D-7
D.4.1 Definici3n de Par3metros.	D-7
D.4.2 Condici3n de Humedad Antecedente.	D-8
BIBLIOGRAFIA UTILIZADA.	D-10

ANEXO A: NOCIONES FUNDAMENTALES DE ESTADISTICA; PROBABILIDAD, FUNCIONES DE DISTRIBUCION, PARAMETROS ESTADISTICOS Y CONCEPTO Y SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.

A.1 CONCEPTOS BASICOS.

La ESTADISTICA es la rama de las matemáticas que señala las reglas para recabar, presentar y procesar los DATOS o EVENTOS obtenidos al repetir varias veces un experimento, definido éste como el proceso de observación y registro de un cierto fenómeno; proporcionando además, las normas para el diseño de tales experimentos y para la toma de decisiones cuando existen situaciones de incertidumbre (10,1)*.

Con respecto a los datos procedentes de un experimento, éstos pueden ser DETERMINISTICOS o ALEATORIOS, los primeros pueden ser previstos y los segundos no, la Estadística estudia los aleatorios.

Al total de datos o eventos posibles de obtener, al llevar a cabo una secuencia exhaustiva de experimentos, se llama: POBLACION, la cual puede ser FINITA o INFINITA según que su número de datos sea limitado o ilimitado; REAL si sus datos son concretos e HIPOTETICA si se consideran todas las formas imaginables en que puede ocurrir un dato. En hidrología la mayoría de las veces se trabaja con poblaciones infinitas e hipotéticas (5,128).

Un grupo de datos tomados o extraídos de una población constituye una MUESTRA, cuyo número de datos n se conoce como: TAMAÑO DE LA MUESTRA. Entonces, desde un punto de vista estadístico un registro de datos hidrológicos es una muestra, extraída de una población determinada.

A.2 VARIABLE ALEATORIA Y AXIOMAS DE PROBABILIDAD.

En términos generales, si la respuesta para una cierta entrada a un sistema determinado no es conocida con certeza, el proceso es aleatorio y la respuesta o salida es una VARIABLE ALEATORIA (Ver inciso 4.2 del capítulo 1). Una definición más precisa de una variable aleatoria es la siguiente (11,4-2): 'cualquier cantidad X es una variable aleatoria si para un número x existe una probabilidad P, de que X sea igual o menor que x, o sea: $P(X \leq x) = \text{Probabilidad}$ '.

Lógicamente, las variables aleatorias son las respuestas a los FENOMENOS ALEATORIOS, cuyos posibles resultados integran el denominado ESPACIO DE EVENTOS de tal fenómeno y se entiende por PROBABILIDAD a una función P que aplicada al evento A le asigna un número real P(A), definido por:

$$p(A) = \frac{\text{Número de casos favorables al evento A}}{\text{Número de casos posibles}} = \frac{N_{cf}}{N_{cp}} \quad (A.1)$$

y que satisface a los axiomas siguientes (3,4):

- | | | |
|-----------|------------------------|--|
| AXIOMA 1: | $P(A) \geq 0$ | para todo evento A su probabilidad es positiva y cero si el evento es imposible. |
| AXIOMA 2: | $P(E) = 1$ | para todo suceso cierto. |
| AXIOMA 3: | $P(A+B) = P(A) + P(B)$ | si los eventos A y B son mutuamente exclusivos (no tienen eventos comunes). |

De los axiomas 1 y 2 se deduce que la probabilidad de un fenómeno aleatorio cualquiera, es un número comprendido en el intervalo abierto de cero a uno. En términos de los axiomas anteriores se puede demostrar que si A y B son dos eventos cualquiera, entonces la probabilidad de su unión (U) se evalúa con la fórmula (10,28):

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica utilizada y el segundo la página consultada.

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B) \quad (A.2)$$

Conviene notar que si A y B son eventos mutuamente exclusivos, es decir, que no tienen elementos comunes, su intersección (\cap) será nula, entonces $P(A \cap B) = 0$ y la ecuación A.2 se reduce al axioma 3.

Un concepto de enorme importancia práctica es el de PROBABILIDAD CONDICIONAL del evento A, dado que el B ha ocurrido; si $P(B)$ es diferente de cero, entonces (10, 28):

$$P(A/B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \quad (A.3)$$

Intuitivamente se puede establecer que si dos eventos son independientes, la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos no se verá afectada debido a que el otro haya ocurrido o no, esto conduce a la definición de Independencia Estadística, que de acuerdo a la ecuación anterior será igual a:

$$P(A/B) = P(A) \quad (A.4)$$

lo cual implica que:

$$P(A \cap B) = P(A) \cdot P(B) \quad (A.5)$$

expresión que se puede generalizar a más de dos eventos (10, 29).

Por otra parte, las variables aleatorias pueden ser CONTINUAS y DISCONTINUAS o DISCRETAS, en el primer caso la variable puede tomar cualquier valor de los comprendidos en un intervalo determinado y es discreta si solamente puede tomar ciertos valores en un determinado intervalo (5, 135). Una variable aleatoria continua es la lluvia diaria, mensual o anual y una discreta es el número de días con lluvia en el mes (que debe ser entero).

A.3 FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES.

A.3.1 IMPORTANCIA.

Toda variable aleatoria (discreta o continua) se define o describe completamente - mediante su campo o rango de posibles valores y de su llamada: Ley de Probabilidades, la cual se puede expresar de varias formas, la más común, en forma de la denominada: Función de Distribución de Probabilidades Acumuladas (6, 12).

A.3.2 PROCESAMIENTO Y REPRESENTACION DE DATOS: HISTOGRAMA Y POLIGONO DE FRECUENCIAS.

Cuando se requiere analizar estadísticamente una gran cantidad de datos, conviene agruparlos en INTERVALOS DE CLASE y determinar el número de eventos que pertenecen a cada una, llamándose FRECUENCIA DE CLASE o FRECUENCIA ABSOLUTA (Z_i). Se llaman Límites de Clase los valores mínimos y máximos de cada intervalo y Marcas de Clase a los valores medios, denominándose Límites Reales de Clase las magnitudes mínima y máxima que son frontera entre los intervalos y deben tener una cifra más que los datos (9, 9). En la práctica, los límites reales de clase se obtienen sumando al límite superior de un intervalo el límite inferior del intervalo contiguo superior y dividiendo entre 2 (13, 28).

El número de intervalos K a utilizar entre el mínimo y el máximo valor observado, depende del tamaño de la muestra n y como guía práctica H.A. Sturges (1926) sugiere (1, 8):

$$K = 1 + 3.3 \log n \quad (A.6)$$

Si las frecuencias (Z_i) de clase se dividen entre el número total de datos de la muestra (n), se obtienen las llamadas: FRECUENCIAS RELATIVAS DE CLASE (f_i), que son números comprendidos entre cero y uno, esto es:

$$f_i = Z_i/n \quad (A.7)$$

Es bastante lógico considerar y aceptar a la frecuencia relativa como una medida de la probabilidad, pues al crecer el número total de observaciones la primera tiende al valor de la segunda.

Entonces, una gráfica del tipo de barras, llamada: HISTOGRAMA, en la que las áreas de los rectángulos se utilizan para representar principalmente a las frecuencias - relativas, corresponde a una forma gráfica de la DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES. - Ver Fig. A.1 en la página 4. El histograma da idea del rango de los datos, intervalo de clase con mayor frecuencia relativa, grado de dispersión con respecto a al gún valor típico central y su área vale uno, pues la suma de frecuencias relativas es igual a la unidad (10,3).

La Distribución de Probabilidades Acumuladas, se obtiene sumando las frecuencias - relativas hasta el extremo derecho del intervalo de clase considerado (abscisas) y dibujando las sumas parciales como ordenadas. Al unir con líneas rectas, se define una 'curva' monótona creciente (función no decreciente) que va desde cero a uno y se denomina: POLIGONO DE FRECUENCIAS. Ver Fig. A.2 en la página 5.

La distribución de probabilidades acumuladas representa para cualquier punto, la - probabilidad (ordenada) de que la variable X tome un valor igual o menor a x (punto, en la abscisa) y se designa por:

$$P(X \leq x) \quad ; \text{probabilidad de no excedencia.}$$

o bien: $1 - P(X \leq x) = P(X \geq x)$; probabilidad de excedencia.

EJEMPLO A.1:

Procesar estadísticamente el registro de lluvias anuales de la estación climatológica CANATLAN, en el estado de Durango, para obtener su histograma y el polígono - de frecuencias. El registro, de 39 años, se tiene en la Tabla A.1 siguiente.

TABLA. A.1

REGISTRO DE LLUVIAS ANUALES EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA CANATLAN, DGO.

No.	AÑO	LLUVIA ANUAL, EN mm.	No.	AÑO	LLUVIA ANUAL, EN mm.	No.	AÑO	LLUVIA ANUAL, EN mm.
1	1942	485.8	14	1955	508.9	27	1968	582.3
2	1943	769.0	15	1956	402.4	28	1969	326.1
3	1944	604.5	16	1957	287.4	29	1970	634.0
4	1945	441.1	17	1958	842.8	30	1971	575.2
5	1946	481.4	18	1959	466.2	31	1972	452.1
6	1947	467.5	19	1960	497.4	32	1973	829.6
7	1948	630.6	20	1961	631.7	33	1974	483.5
8	1949	475.9	21	1962	523.0	34	1975	480.0
9	1950	437.2	22	1963	688.0	35	1976	463.0
10	1951	413.0	23	1964	644.5	36	1977	422.5
11	1952	300.2	24	1965	363.0	37	1978	631.7
12	1953	452.6	25	1966	388.0	38	1979	383.2
13	1954	465.5	26	1967	401.0	39	1980	613.4

SOLUCION: Número de intervalos: $K = 1 + 3.3 \log (39) = 6.25$ (A.6)

∴ $K = 6$

rango de magnitudes en los datos: valor mínimo = 287.4 mm. rango = 555.4 mm.
valor máximo = 842.8 mm.

Por lo tanto, el tamaño del intervalo será igual a: $555.4/6 = 92.567 \text{ mm.} \approx 92.5 \text{ mm.}$

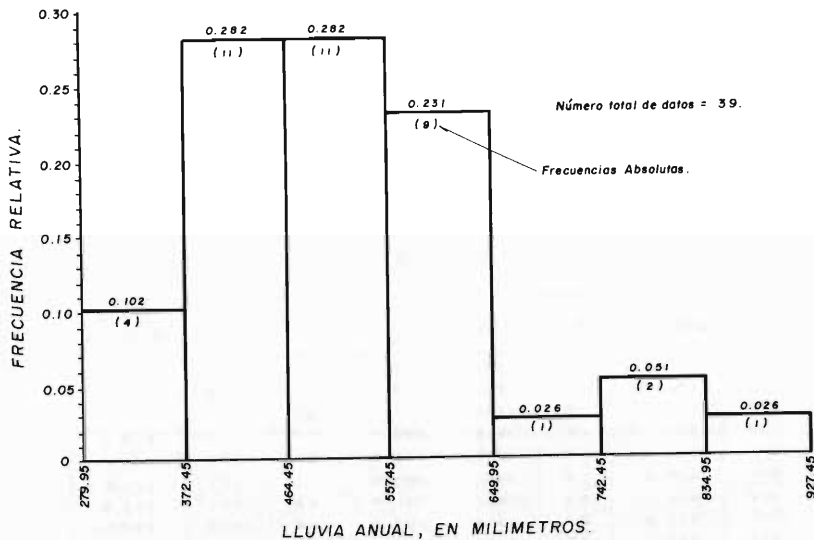
Definiéndose entonces, los intervalos y límites siguientes:

Intervalo	Límites de Clase		Límites Reales de Clase		Frecuencia Absoluta (Zi)
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	
1	280.0	372.4	279.95	372.45	4
2	372.5	464.9	372.45	464.95	11
3	465.0	557.4	464.95	557.45	11
4	557.5	649.9	557.45	649.95	9
5	650.0	742.4	649.95	742.45	1
6	742.5	834.9	742.45	834.95	2
7	835.0	927.4	834.95	927.45	1

Con los datos de la tabulación anterior se construyó el histograma, según la teoría expuesta, el cual se ha representado en la Fig. A.1 siguiente. El polígono de frecuencias correspondiente se tiene en la Fig. A.2 de la página subsiguiente.

Fig. A.1

HISTOGRAMA DE LA LLUVIA ANUAL EN LA ESTACION CLIMATOLÓGICA CANATLAN, DGO.



A.3.3 FUNCIONES DE DENSIDAD Y DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES.

Tomando en cuenta que la probabilidad de que una variable aleatoria continua tome un valor dado cualquiera, es cero, al ser infinito el denominador de la ecuación - A.1, entonces, se deberá de realizar un artificio para transformar la variable continua en discreta y éste consiste en dividir su campo o rango en un número infinito de tramos pequeñísimos (diferenciales, dx), de manera que se pueda aceptar la probabilidad media de que la variable aleatoria continua esté en alguno de tales intervalos (5,136).

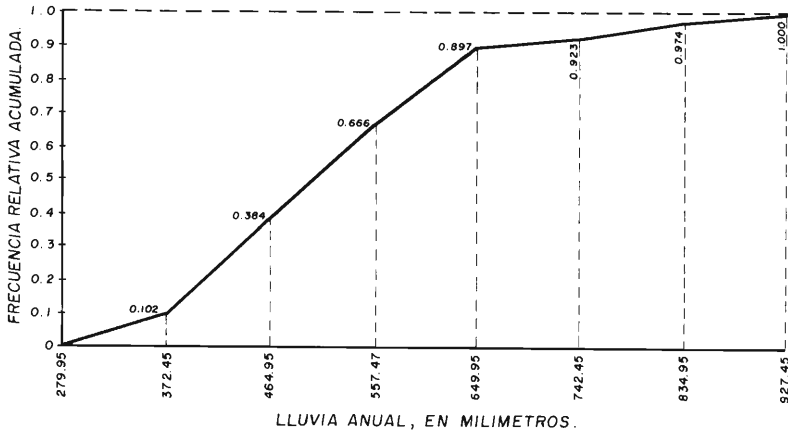
Se define como FUNCION DE DENSIDAD DE PROBABILIDADES $f(x)$, al modelo matemático de la variable aleatoria continua, es decir, la curva límite del histograma cuando se tienen infinitos intervalos de clase y que posee las propiedades siguientes (10,--38):

1) $f(x) \geq 0$

: la curva es positiva.

Fig. A. 2

POLIGONO DE FRECUENCIAS DE LA LLUVIA ANUAL EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA CANATLAN, D60.



II) $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1$

: el área comprendida bajo la curva es igual a uno.

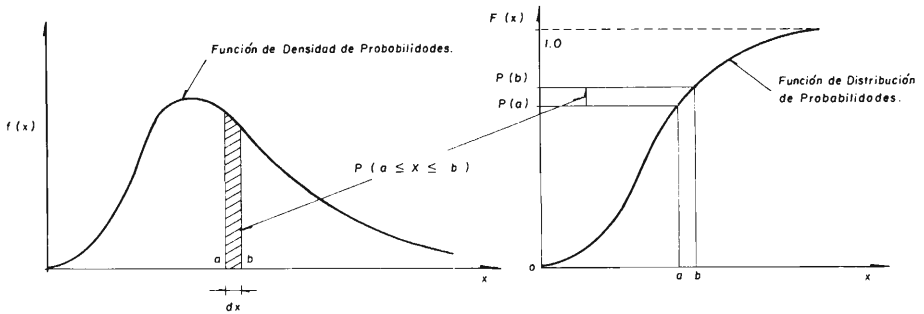
III) $\int_a^b f(x) dx = P(a \leq X \leq b)$

: a y b son valores cualquiera de x, con la condición a < b.

Lo anterior se ilustra en la Fig. A.3 siguiente.

Fig. A.3

ILUSTRACION DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD DE UNA VARIABLE ALEATORIA CONTINUA.



La Función de Distribución de Probabilidades Acumuladas F(x) o simplemente: FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN o DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES, se define como la probabilidad de que la variable X tome valores menores o iguales de x, esto es:

$$F(x) = F(X; x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \tag{A.8}$$

con las propiedades generales siguientes (10,39):

- 1a. $0 \leq F(x) \leq 1$
- 2a. $F(-\infty) = 0$
- 3a. $F(+\infty) = 1$
- 4a. $F(x + e) \supseteq F(x)$, si $e \geq 0$
- 5a. $F(a \leq x \leq b) = F(b) - F(a)$

En realidad, tanto $f(x)$ como $F(x)$ están satisfaciendo o cumpliendo con los tres postulados o axiomas de la probabilidad.

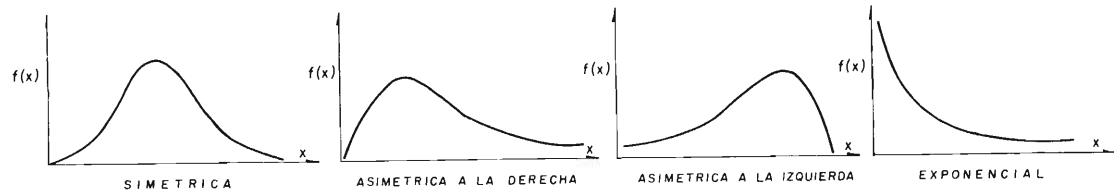
Además, se demuestra matemáticamente que la función de densidad $f(x)$, es la derivada de la función de distribución $F(x)$.

$$\frac{d F(x)}{dx} = f(x) \quad (\text{A.9})$$

A continuación en la Fig. A.4 se ilustran las formas más comunes de las funciones de densidad de probabilidades.

Fig. A.4

FORMAS MAS COMUNES DE LAS FUNCIONES DE DENSIDAD DE PROBABILIDADES.



A.4 ESTIMACION DE LOS PARAMETROS ESTADISTICOS DE LAS MUESTRAS.

A.4.1 INTRODUCCION.

Como la distribución de probabilidades de la mayoría de las variables hidrológicas es desconocida, prácticamente siempre se requiere investigar de qué distribución teórica conocida, como la normal, log-normal, gamma, etc., es probable que proceda la muestra en análisis, o bien, se debe aceptar alguno de tales modelos teóricos para representar estadísticamente a los datos, sean estos lluvias o escurrimientos. Como cada una de las distribuciones citadas están definidas por determinados parámetros estadísticos, surge la necesidad de estimar sus valores a partir del registro histórico disponible.

El conjunto de parámetros estadísticos que serán necesarios a lo largo del anexo son 7, los cuales pertenecen a los tres tipos principales de medidas representativas de los datos: tendencia central, dispersión y asimetría.

A.4.2 MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL.

MEDIA ARITMETICA (\bar{x}):
$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (\text{A.10})$$

La sumatoria de la ecuación anterior, así como las subsiguientes, son de $i=1$ a $i=n$, siendo n el número de años del registro histórico o tamaño de la muestra.

La media tiene por unidades las utilizadas en los datos, comúnmente milímetros en el caso de lluvias y hectómetros cúbicos para los escurrimientos.

MEDIANA (M): De una serie de datos ordenados con respecto a su magnitud, es el valor medio, si n es impar; o la media aritmética de los dos valores me

dios, si n es par.

MEDIA LOGARITMICA ($\log x$): Es la media aritmética de los logaritmos decimales de los datos:

$$\log x = \frac{\sum \log x_i}{n} \quad (A.11)$$

A.4.3 MEDIDAS DE DISPERSION.

DESVIACION TIPICA O ESTANDAR (s): $s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \frac{1}{n-1} \sum x_i^2 - n(\bar{x})^2 \quad (A.12)$

Al igual que la media, la desviación típica tiene por unidades las de los datos de la muestra.

COEFICIENTE DE VARIACION (C_v): $C_v = s/\bar{x}$ (adimensional) (A.13)

INDICE DE VARIABILIDAD (Iv): Es la desviación típica de los logaritmos decimales de los datos.

$$Iv = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\log x_i - \log \bar{x})^2} \quad (A.14)$$

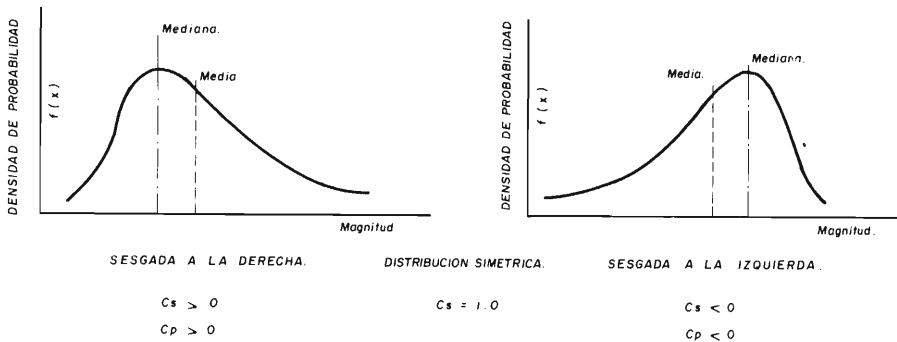
A.4.4 MEDIDAS DE ASIMETRIA.

SEGUNDO COEFICIENTE DE ASIMETRIA DE PEARSON (C_p): Se presenta únicamente como un medio para verificar el valor calculado del coeficiente de asimetría C_s .

$$C_p = \frac{3(\bar{x} - M)}{s} \quad (\text{adimensional}) \quad (A.15)$$

si es positivo C_p define una distribución con sesgo a la derecha y si es negativo define una distribución con sesgo a la izquierda, como se ilustra en la Fig. A.5 (7,9) siguiente.

Fig. A.5.
SESGO DE UNA DISTRIBUCCION.



COEFICIENTE DE ASIMETRIA (C_s): $C_s = a_3/S^3$ (adimensional) (A.16)

siendo a_3 el tercer momento central, cuyo estimador insesgado a partir de la muestra es:

$$a_3 = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum (x_i - \bar{x})^3 = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \left\{ \sum x_i^3 - 3\bar{x} \sum x_i^2 + 2n(\bar{x})^3 \right\} \quad (A.17)$$

El valor de C_s define el tipo de sesgo de la distribución (2,8-8), como se observa en la Fig. A.5 anterior.

COEFICIENTE DE OBLICUIDAD (g): Es el coeficiente de asimetría de los logaritmos -
decimales de los datos.

$$g = \frac{n \sum (\log x_i - \log \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)(lv)^3} \quad (A.18)$$

EJEMPLO A.2:

Calcular los 7 parámetros estadísticos definidos por las ecuaciones A.10 a A.16, al registro de lluvias anuales de la estación climatológica CANATLAN, Dgo., que se tiene en la Tabla A.1 de la página 3 anterior.

SOLUCION: A continuación se resumen los resultados obtenidos.

- Número de años de registro (n) = 39
- Lluvia media anual (\bar{x}) = 511.415 milímetros.
- Desviación típica (S) = 132.576 milímetros.
- Coficiente de variación (Cv) = 0.259
- Coficiente de asimetría (Cs) = 0.747
- Media logarítmica ($\log \bar{x}$) = 2.695058
- Indice de variabilidad (lv) = 0.110268
- Coficiente de oblicuidad (g) = 0.085951

EJEMPLO A.3:

Calcular los 7 parámetros estadísticos definidos en las ecuaciones A.10 a A.16, al registro de volúmenes escurridos anuales de la estación hidrométrica CABORACA, Dgo., los cuales se tienen en la Tabla A.2 siguiente.

TABLA. A.2

**REGISTRO DE VOLUMENES ESCURRIDOS EN LA ESTACION
HIDROMETRICA CABORACA, DGO.**

No.	AÑO	ESCURRIMIENTO ANUAL, EN Hm ³	No.	AÑO	ESCURRIMIENTO ANUAL, EN Hm ³	No.	AÑO	ESCURRIMIENTO ANUAL, EN Hm ³
1	1950	6.163	12	1961	29.175	23	1972	11.631
2	1951	28.060	13	1962	4.291	24	1973	191.080
3	1952	2.604	14	1963	43.773	25	1974	47.954
4	1953	21.932	15	1964	65.392	26	1975	26.306
5	1954	7.690	16	1965	10.272	27	1976	123.480
6	1955	81.725	17	1966	92.721	28	1977	16.381
7	1956	16.557	18	1967	96.995	29	1978	118.570
8	1957	0.700	19	1968	185.708	30	1979	11.195
9	1958	93.395	20	1969	19.926	31	1980	34.709
10	1959	19.778	21	1970	78.530	—		
11	1960	18.577	22	1971	30.363	—		

SOLUCION: A continuación se resumen los resultados obtenidos.

- Número de años de registro (n) = 31
- Volumen escurrido medio anual (\bar{x}) = 49.537 Hm³
- Desviación típica (S) = 51.447 Hm³
- Coficiente de variación (Cv) = 1.039
- Coficiente de asimetría (Cs) = 1.458
- Media logarítmica ($\log \bar{x}$) = 1.428227
- Indice de variabilidad (lv) = 0.559406
- Coficiente de oblicuidad (g) = -0.725735

A.5 CONCEPTO Y SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.

A.5.1 CONCEPTO DE PERIODO DE RETORNO.

El objetivo primario del análisis estadístico de datos hidrológicos es la determinación del llamado: PERIODO DE RETORNO de un cierto evento hidrológico de una magnitud dada x (2,8-22). El período de retorno (T_r) se define como el lapso PROMEDIO entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada.

Una 'excedencia' es un evento con una magnitud igual o mayor que un cierto valor. Algunas veces el tiempo real entre excedencias es llamado: INTERVALO DE RECURRENCIA, con tal definición, el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento será igual al período de retorno del evento; sin embargo, en la práctica los dos conceptos son sinónimos (4,3).

Entonces al hablar de una tormenta o una creciente de período de retorno igual a 25 años, se entiende que dicho evento será igualado o excedido en promedio una vez cada 25 años, en el transcurso de un gran número de años, por ejemplo, 1,000 años. El concepto de período de retorno también es aplicable a sequías (gastos mínimos), en este caso equivale al tiempo promedio entre eventos de una cierta magnitud o menor (4,3).

Como en hidrología se utilizan muestras integradas por los eventos hidrológicos anuales, se podrá plantear la siguiente ecuación basándose en el concepto de probabilidad, definido por la ecuación A.1:

$$P(X \geq x) = 1/T_r \quad (A.19)$$

la ecuación anterior indica que si un evento hidrológico X igual o mayor que x , ocurre una vez en T_r años, su probabilidad de excedencia es $1/T_r$, es decir que, si una excedencia ocurre en promedio una vez cada 25 años, la probabilidad de que tal evento ocurra en cualquier año es $1/25$, o sea, el 4%. Entonces, las probabilidades de excedencia $P(X \geq x)$ y de no excedencia $P(X \leq x)$ y el período de retorno T_r estarán relacionadas por las ecuaciones:

$$T_r = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \quad (A.20)$$

A.5.2 CONCEPTO DE RIESGO DE FALLA.

Con frecuencia resulta interesante estimar la probabilidad de que un evento con un determinado período de retorno, sea igualado o excedido en un cierto intervalo. Por ejemplo, en el diseño de un embalse cuya vida útil sea de 50 años, podrá ser necesario estimar la probabilidad de que durante tal intervalo una avenida o creciente de 100 años de período de retorno pueda ocurrir.

Para responder a tal pregunta, se deduce a continuación la ecuación del llamado: RIESGO DE FALLA (R). Sea p la probabilidad de excedencia del evento igual a $1/T_r$, esto es, la probabilidad de ocurrencia en cualquier año. La probabilidad de NO ocurrencia del evento en cualquier año será $(1-p)$. Considerando que los eventos anuales (avenidas, tormentas, etc.) son estadísticamente independientes, la probabilidad de que el evento no suceda en dos años consecutivos es $(1-p)^2$. Extendiendo este razonamiento a la vida útil (N) del proyecto o estructura, se tendrá $(1-p)^N$. Finalmente, la probabilidad de que el evento SI ocurra durante la vida útil será:

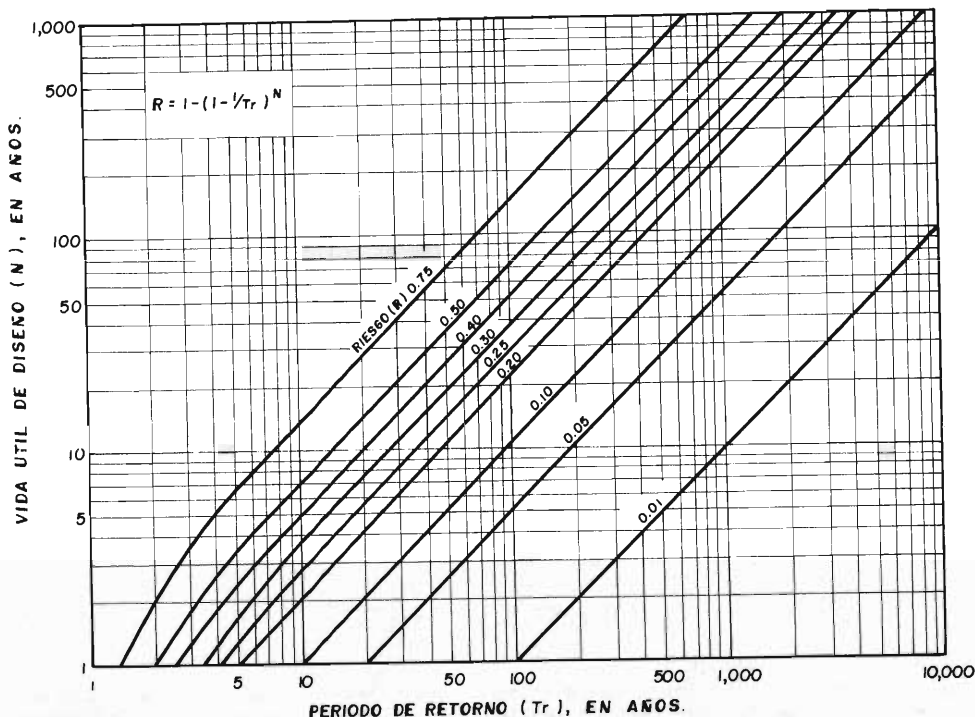
$$R = 1 - (1-p)^N = 1 - (1 - 1/T_r)^N \quad (A.21)$$

$$T_r = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/N}} \quad (A.22)$$

La probabilidad R se conoce como RIESGO (o Riesgo de Falla) de que uno o más eventos de período de retorno T_r ocurran durante la vida útil. La relación definida por la ecuación A.21 se muestra en la Fig. A.6 (8,19) de la página subsecuente.

T A B L A A. 6

REPRESENTACION DE LA RELACION ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA DE DISEÑO, LA VIDA UTIL DE LA OBRA Y EL RIESGO DE QUE TAL AVENIDA SEA IGUALADA O EXCEDIDA.



En el siguiente ejemplo se ilustra el uso de las ecuaciones A.21 y A.22, el cual está basado en el ejemplo 13-15 de la referencia 16, página 451.

EJEMPLO A.4:

Si una avenida de período de retorno igual a 100 años es seleccionada para diseñar un puente, cuya vida útil será de 25 años, se pide determinar el riesgo de falla del diseño. Cual será el período de retorno si el ingeniero hidrólogo quiere tener un 90% de confiabilidad en el diseño?

SOLUCION: Sustituyendo en la ecuación A.21 los datos se obtiene el riesgo de falla.

$$R = 1 - (1 - 1/100)^{25} = 0.222 \quad \therefore R = 22.2\%$$

La confiabilidad de este diseño es la probabilidad de que tal avenida no ocurra durante la vida útil o sea: $1 - 0.222 = 0.778$ (78% aproximadamente).

Para una confiabilidad del 90%, el riesgo de falla será $R = 1 - 0.90 = 0.10$, entonces a partir de la ecuación A.22 se obtiene:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/25}} = \frac{1}{1 - 0.9958} = 238 \text{ años.}$$

A.5.3 SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO.

El procedimiento típico para diseñar estructuras que dan paso a las avenidas o -- que resisten los efectos de éstas, consiste en adoptar un período de retorno, de -- pendiente del tipo de obra o de la zona que ésta protege. El riesgo de falla de -- dicha estructura es entonces revisado para los valores específicos de su vida útil, -- cuya selección depende de factores sociales y económicos (16,451).

A continuación se presentan 5 tablas que indican los períodos de retorno prome--- dios utilizados en el diseño hidrológico de diversas obras de ingeniería civil. -- La Tabla A.3 (14,582) es general e incluye diversas obras, la Tabla A.4 (16,452) es exclusiva de las obras de drenaje en carreteras, en cambio la Tabla A.5 (8,15) presenta un enfoque en función del tipo de área por proteger, por último, las Tablas A.6 (15,16) y la A.7 (12,6) son auxiliares en el diseño del vertedor de un -- embalse.

T A B L A A . 3

(W. Viessman, J. W. Knapp, G. L. Lewis y T. E. Harbaugh, 1977).

TIPO DE ESTRUCTURA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
DRENAJE DE CARRETERAS EN LAS QUE CIRCULAN:	
0 a 400 Vehículos por día	1 0
400 a 1,700 Vehículos por día.	10 a 25
1,700 a 5,000 Vehículos por día.	25
más de 5,000 Vehículos por día.	50
Drenajes de Aeropuertos.	5
Drenajes Pluviales.	2 a 10
Diques.	2 a 50
Zanjas de drenaje.	5 a 50

T A B L A A . 4

(V. YEVJEVICH Y J. D. SALAS, 1980)

TIPO DE ESTRUCTURA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
Grandes puentes.	100
Pequeñas puentes.	50
Alcantarillas.	25

T A B L A A . 5

(E. Mosonyi y W. Buck, 1977).

TIPO DE AREA QUE SERA PROTEGIDA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
Zonas urbanas, importantes redes de transporte y grandes plantas industriales.	100
Regiones Agrícola-Industrial.	50
Zonas Agrícolas.	7 a 20
Áreas forestales y planicies de inundación.	≤ 10

T A B L A A . 6

(E. C. Schnackenberg, 1949).

TIPO DE EMBALSE :	MINIMO PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
GRANDES EMBALSES CUYA FALLA CAUSARIA PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS.	
1.- Cortinas de tierra.	1,000
2.- Cortina de concreto o mampostería.	500
EMBALSES QUE AL FALLAR NO CAUSARIAN PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS.	
1.- Embalses costosos.	500
2.- Embalses moderadamente costosos.	100
3.- Embalses pequeños	20

TABLA A. 7

CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA AVENIDA DE PROYECTO EN EMBALSES, SEGUN
F. F. SNYDER, 1964

CATEGORIA.	POTENCIAL DE DAÑOS POR ALMACENAMIENTO.		POTENCIAL DE DAÑOS POR FALLA.		AVENIDA DEL DISEÑO DEL VERTEDOR.
	Almacena- miento. Hm ³	Altura. m.	Pérdidas de vidas humanas	Daños.	
MAYOR ; su falla no puede ser tolerada.	> 61.7	> 18.3	Considerable.	Excesivos.	Avenida máxima probable (AMP).
INTERMEDIA.	1.23 a .61.7	12.2 a 30.5	Posible, pero pocas	Dentro de la capacidad financiera del dueño.	Avenida de proyecto del orden del 40 al 60 % de la AMP.
PEQUEÑA.	< 1.23	< 15.2	Ninguna.	Igual al costo de la presa.	Avenidas de Período de Retorno: 50 a 100 años.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. BENJAMIN, J.R. and CORNELL, C.A. " Probability, Statistics, and Decision for - Engineers ". chapter 1: Data Reduction, page 4 to 31. McGraw-Hill Book Company New York, U.S.A. 1970.
2. CHOW, V.T. " Statistical and Probability Analysis of Hidrologic Data. Part I. Frequency Analysis ". Section 8-1, page 8-1 to 8-42 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company, New York, U. S.A. 1964
3. ESC. TEC. SUP. DE ING. DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. " Apuntes de Estadística Matemática ". capítulo 2: Teoría de Probabilidades, páginas 1 a 11. Madrid, Es paña. 1968.
4. HAAN, C.T. " Satistical Methods in Hydrology ". chapter 1: Introduction, page 1 to 6. The Iowa State University Press. Ames, Iowa, U.S.A. 1977.
5. MARTIN ARNAIZ, M., ARAGONES, J.M. y LOPEZ GARCIA, L. " Nociones de Estadística Aplicada a la Hidrología ". capítulo 3.1: Definiciones y Conceptos Básicos, páginas 127 a 140, de la Sección 3 del libro: Hidrología Subterránea, Tomo 1, directores de edición Emilio Custodio y Manuel R. Llamas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976
6. MARTIN JADRAQUE, V. " Apuntes de Estadística Matemática. Recordatorio de Con-- ceptos Básicos ". XII Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada. -- Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, España. 1977. (50 páginas).
7. McMAHON, T.A. and MEIN, R.G. " Reservoir Capacity and Yield ". chapter 2: Defi nition of Terms, page 6 to 18. Elsevier Scientific Publishing Company. Amster-- dam, The Netherlands. 1978.
8. MOSONYI, E. and BUCK, W. " Selection of Design Flood ". Bulletin of the Inter-- national Commission on Irrigation and Drainage, Vol.26, No. 1, page 12 to 19, jnuary 1977.
9. RASCON CHAVEZ, O.A. " Estadística Descriptiva ". División de Estudios de Pos-- grado de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. clave D-30. Tercera edición, corregida y aumentada. Octubre de 1981. México, D.F. (143 páginas).
10. RASCON CHAVEZ, O.A. y VILLARREAL ARANDA, A.G. " Introducción a Probabilidades y Estadística ". Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. clave D1, Marzo 1972. México, D.F. (92 páginas).
11. SANDERS, T.G. " Basic Probability and Distributions, Statistical Tests and Es-- timations ". chapter 4 in the notes of course: Flood Predictions, Estimations and Forecasting, Colorado State University, June 29-July 3, 1981. Fort Collins, Colorado, U.S.A. (50 pages).
12. SNYDER, F.F. " La Hidrología del Diseño del Vertedor en Grandes Presas con Da-- tos Adecuados ". Proc. ASCE, Journal of Hydraulics Division, vol. 90, No. HY3, pp. 239-259. Traducción del Ing. P. Díaz Herrera. Memorandum Técnico Num. 1, - Dirección de Hidrología de la S.R.H. Septiembre de 1968.
13. SPIEGEL, M.R. " Estadística ". capítulo 2: Distribuciones de Frecuencia, pági-- nas 27 a 44. Serie de Compendios Schaum. Libros McGraw-Hill de México, S.A. Mé-- xico, D.F. 1970

14. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and HARBAUGH, T.E. " Introduction to - Hydrology ". chapter 12: Hydrologic Design, page 577 to 646. Harper & Row, Pu blishers. New York, U.S.A. Second edition, 1977.
15. WOLF, P.O. " Comparison of Methods of Flood Estimation ". Session A, Paper 1, page 1 to 23 in the River Flood Hydrology, Proceedings of the Symposium organized by the Institution of Civil Engineers. London, England. March 1965.
16. YFVJEVICH, V. and SALAS, J.D. " Concepts of Risk and Uncertainty in Hydrology and Methods of their Analysis ". chapter 13, page 423 to 460 in the Hydrology for Transportation Engineers, edited by Thomas G. Sanders. U.S. Department of Transportation. Washington, D.C. January 1980.

ANEXO B: FUNCIONES DE DISTRIBUCION UTILIZADAS EN EL ANALISIS PROBABILISTICO DE --
PRECIPITACIONES Y ESCURRIMIENTOS ANUALES Y LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.

B.1 SELECCION DE LA FUNCION DE DISTRIBUCION MAS ADECUADA.

B.1.1 NORMAS GENERALES.

Aunque existe un número importante de distribuciones de probabilidad empleadas en hidrología, son sólo unas cuantas las comúnmente utilizadas, debido a que los datos hidrológicos de diversos tipos han probado en repetidas ocasiones ajustarse satisfactoriamente a un cierto modelo teórico y así se pueden dar las siguientes orientaciones:

PRIMERA: En regiones húmedas donde el valor medio es alto, la lluvia mensual o la anual se aproximan a una distribución normal; en cambio, en las zonas áridas seguirán una distribución asimétrica, como la log-normal, gamma incompleta, o las raíces cuadradas o cúbicas de los datos ajustados a una distribución normal (7, 296)*.

SEGUNDA: De acuerdo al U.S. Geological Survey (8,7) son tres las distribuciones de probabilidad más adecuadas a los escurrimientos anuales, éstas son: la normal, la log-normal y la weibull; la selección de alguna de ellas, como la más idónea se lleva a cabo con ayuda de la Tabla B.1 (8,12) siguiente:

TABLE B.1
**SELECCION DE LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES
 MAS ADECUADA A VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES.**

(H. C. Riggs y C. H. Hardison, 1973)

C_v	g	
	-1.5 a -0.2	-0.2 a $+0.5$
0 a 0.25	NORMAL	LOG - NORMAL
0.25 a 2.00	NORMAL SI $C_s < 0.2$	LOG - NORMAL
	WEIBULL SI $C_s > 0.2$	

en donde:

C_v = coeficiente de variación (ec. A.13).

g = coeficiente de oblicuidad (ec. A.18).

C_s = coeficiente de asimetría (ec. A.16).

Por otra parte, la distribución Gamma Incompleta es generalmente bastante aceptable para los escurrimientos anuales.

TERCERA: Las lluvias máximas horarias o diarias por lo común se ajustan bien a la distribución de valores extremos tipo I o de Gumbel, a la Log-Pearson tipo III y a la gamma incompleta (7,296).

B.1.2 PAPEL DE PROBABILIDAD Y POSICIONES GRAFICAS.

El papel de probabilidad es un gráfico con ordenadas para el valor de la variable X y con abscisas para representar la probabilidad o el período de retorno (T_r) y de tal forma diseñado, que al dibujar en él la distribución de probabilidades, se obtiene una línea recta y los datos se alejan o acercan a tal recta (4,8-27).

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica utilizada y el segundo la página consultada.

El uso del papel de probabilidad tiene por objeto linealizar la función de distribución de manera que los datos dibujados, puedan ser fácilmente analizados para extrapolarlos o COMPARAR su ajuste a tal tipo de distribución. En la actualidad se dispone de papeles de probabilidad: NORMAL, LOG-NORMAL, EXTREMO o de Gumbel-Powell y LOG-EXTREMO o de Frechet. Los papeles log-normal y extremo son el la práctica los más utilizados, se tienen en las Fig. B.1 y B.2, respectivamente y se presentan al final del texto.

La probabilidad (o el período de retorno) de un evento de una muestra puede ser estimada utilizando las fórmulas o expresiones de las llamadas: POSICIONES GRAFICAS. Varias fórmulas han sido propuestas para estimar las posiciones gráficas, la mayoría de ellas empíricas, como son las de Hazen, Beard, Blom, Gringorten, Weibull, California, etc.

En rigor, dependiendo del tipo de datos y distribución utilizada, se usa una fórmula determinada (6,216). Sin embargo, por sencillez, únicamente se expone a continuación la fórmula de Weibull, la cual es en la actualidad la más ampliamente utilizada, además de ser la más eficiente para distribuciones no especificadas (11,177), ésta es:

$$P(X \leq x) = \frac{m}{n+1} \cdot 100 \quad (B.1)$$

en la cual:

$P(X \leq x)$ = probabilidad de no excedencia, en porcentaje.

m = número de orden del dato, arreglados en forma creciente, es decir, uno para el menor y n para el mayor.

n = número total de eventos en el registro histórico.

B.1.3 ECUACION GENERAL DEL ANALISIS HIDROLOGICO DE FRECUENCIA.

Toda variable X de una serie hidrológica puede ser expresada de la manera siguiente:

$$X = \bar{x} + K (S) \quad (B.2)$$

o bien:

$$X/\bar{x} = 1 + K (Cv) \quad (B.3)$$

siendo:

X = variable aleatoria.

\bar{x} = valor medio de la serie (ec. A.10).

S = desviación típica de la serie (ec. A.12).

Cv = coeficiente de variación de la serie (ec. A.13).

K = FACTOR DE FRECUENCIA.

La ecuación anterior se conoce como ECUACION GENERAL DEL ANALISIS HIDROLOGICO DE FRECUENCIA, fue propuesta por V.T. Chow en 1951 y es aplicable a casi todas las distribuciones de probabilidad empleadas en hidrología (4,8-23), facilitando enormemente su cálculo analítico.

El factor de frecuencia (K) de las funciones de distribución de dos parámetros estadísticos varía únicamente con la probabilidad, en cambio, en las distribuciones sesgadas varía con el coeficiente de asimetría y puede ser afectado enormemente por el número de años del registro (11,178).

B.1.4 CONTRASTE DE LA DISTRIBUCION ADOPTADA.

La incertidumbre debida al desconocimiento de la distribución de probabilidades de los datos es un tema de controversia y en realidad los métodos estadísticos no resuelven el problema, pues aunque los tests de Kolmogorov-Smirnov y Chi-cuadrada son de uso frecuente en hidrología, ellos no tienen la sensibilidad suficiente debido al tamaño reducido de las muestras disponibles.

El viejo método de comparar gráficamente la distribución de probabilidades empírica y la propuesta, conjuntamente con el juicio ingenieril y la experiencia en hidrología, pueden conducir en forma más precisa y rápida a seleccionar la distribución teórica más adecuada a los datos (12,458).

EJEMPLO B.1:

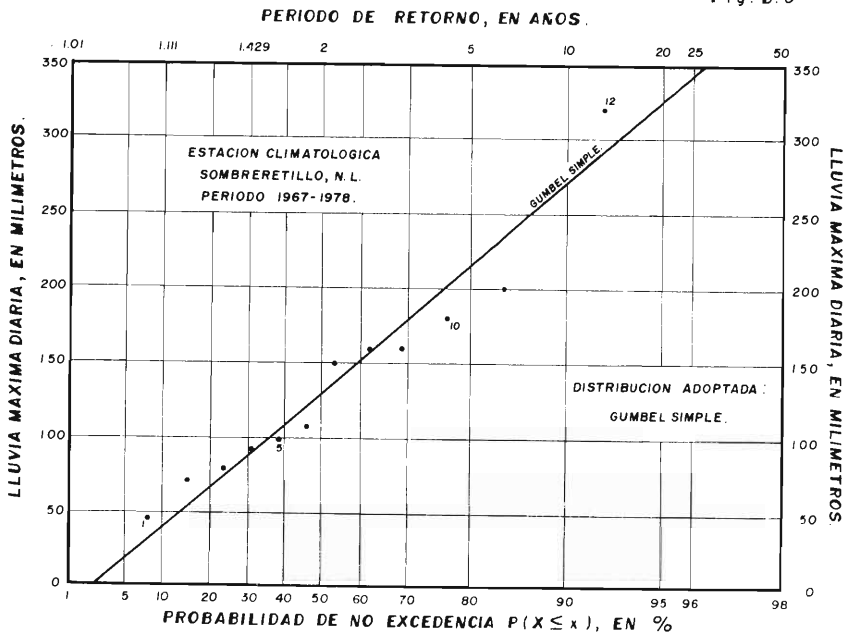
El registro de valores máximos anuales (serie anual) de lluvias máximas diarias - en la estación climatológica SOMBRERETILLO, N.L., se tiene en la Tabla B.2. Asignar a tal serie, probabilidades para representar sus eventos en un papel de probabilidad Gumbel-Powell.

T A B L A B . 2
SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS EN LA ESTACION
CLIMATOLOGICA SOMBRERETILLO, NUEVO LEON.

D A T O S :			m.	EVENTOS EN ORDEN CRECIENTE.	$P = \frac{m}{n+1}$
No.	F E C H A .	LLUVIA, EN mm.			
1	20 Sep. 1967	320.0	1	48.0	0.077
2	4 Jul. 1968	80.0	2	72.0	0.154
3	22 Sep. 1969	150.0	3	80.0	0.231
4	24 Sep. 1970	160.0	4	92.0	0.308
5	12 Sep. 1971	200.0	5	98.0	0.385
6	22 Sep. 1972	160.0	6	108.0	0.462
7	12 Oct. 1973	180.2	7	150.0	0.538
8	24 Oct. 1974	108.0	8	160.0	0.615
9	10 Abr. 1975	92.0	9	160.0	0.692
10	4 Jul. 1976	98.0	10	180.2	0.769
11	2 Sep. 1977	48.0	11	200.0	0.846
12	25 Sep. 1978	72.0	n=12	320.0	0.923

SOLUCION: En la Tabla B.2 anterior, se ha incluido el desarrollo y resultados de la aplicación de la ecuación B.1 y en la Fig. B.3 siguiente se han dibujado las - dos últimas columnas de la citada Tabla B.2.

Fig. B.3



B.2 METODOLOGIAS ELEMENTALES DE CALCULO ANALITICO DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD ADECUADAS A LLUVIAS Y ESCURRIMIENTOS ANUALES.

B.2.1 DISTRIBUCIONES NORMAL Y LOG-NORMAL.

La distribución normal es simétrica, con forma de campana su función de densidad y teóricamente representa la distribución de los errores accidentales alrededor de su media y por eso se conoce como Ley de los Errores o de Gauss (11,173).

La distribución log-normal es asimétrica con sesgo hacia la derecha y equivale a una distribución normal en la cual la variable se reemplaza por su valor logarítmico. Al igual que la distribución normal, la log-normal, es función de sólo dos parámetros estadísticos, la media y la desviación típica.

Para el cálculo numérico de las distribuciones normal y log-normal se utiliza la ecuación B.2 (2,73), ésta es:

$$\text{para distribución Normal: } X = \bar{x} + K (S) \quad (B.2)$$

$$\text{para distribución Log-normal: } \log X = \overline{\log x} + K (lv) \quad (B.4)$$

El factor de frecuencia K es sólo función de la probabilidad (P) o del período de retorno (Tr), obteniéndose de la Tabla B.3 (5,27) siguiente.

TABLA B. 3
FACTORES DE FRECUENCIA K DE LA DISTRIBUCION NORMAL.

P(X ≤ x) (%)	Tr (años)	K	P(X ≤ x) (%)	Tr (años)	K
99.9	1,000	+ 3.0902	50.0	10	0.0000
99.8	500	+ 2.8782	20.0	1.25	- 0.8416
99.0	100	+ 2.3264	10.0	1.111	- 1.2816
98.0	50	+ 2.0538	5.0	1.053	- 1.6449
95.0	20	+ 1.6449	2.0	1.020	- 2.0538
90.0	10	+ 1.2816	1.0	1.010	- 2.3264
80.0	5	+ 0.8416	0.1	1.001	- 3.0902

La secuela de aplicación, consistirá en calcular \bar{x} y S cuando se ajusta la distribución normal y $\log x$ e lv cuando se determina la función log-normal. A continuación se calculan los valores de la variable X (lluvia o escurrimiento anuales) para los períodos de retorno de los factores de frecuencia utilizados.

Por último, se dibujan los valores calculados de X en sus probabilidades respectivas en el papel log-normal (Fig. B.1), definiéndose una línea curva para la distribución normal y una recta para la log-normal. Asimismo, los datos se llevan a tal papel para verificar la bondad del ajuste, según se explicó en el ejemplo B.1.

B.2.2 DISTRIBUCION PEARSON TIPO III.

Esta distribución es un caso especial de la Gamma, es asimétrica y generalmente con forma de campana, depende de tres parámetros estadísticos y por ello es bastante flexible. Cuando el coeficiente de asimetría (Cs) es cero, se reduce a una distribución normal.

En los análisis probabilísticos de eventos extremos como lluvias y avenidas, se ha generalizado el uso de la llamada: Distribución Log-Pearson Tipo III en la cual se utiliza como variable $y = \log x$ para reducir la simetría, tal modelo cuando el coeficiente de oblicuidad (g) vale cero se reduce a una distribución log-normal (11,175).

El cálculo de las distribuciones Pearson Tipo III o Log-Pearson Tipo III se lleva a cabo en forma idéntica al de los modelos normal y log-normal, con la salvedad de seleccionar el factor de frecuencia de la Tabla B.4 de la página siguiente, en función de la probabilidad y del coeficiente C_s o g , según se trate de una distribución Pearson Tipo III o de la Log-Pearson Tipo III.

La Tabla B.4 constituye únicamente una porción de la tabla de factores de frecuencia disponibles para la distribución Pearson Tipo III, la cual se tiene en la referencia 9, en la cual se tienen los valores correspondientes al coeficiente de asimetría variando de 0 a 9 y de 0 a -9, en incrementos de 0.10 .

En la Tabla B.4 se puede observar que cuando C_s o g es igual a cero, los factores de frecuencia corresponden a los de la Tabla B.3, lo cual corrobora lo anteriormente expuesto.

B.2.3 DISTRIBUCION WEIBULL.

Para el cálculo de esta distribución únicamente se requieren el coeficiente de variación (C_v) y la media (\bar{x}) de las lluvias o escurrimientos anuales, con el valor de C_v se entra a la Fig. B.4 (8,13) de la página 7 y se van obteniendo los valores de X en relación a su media, para las probabilidades de no excedencia indicadas en tal figura.

Los valores de X calculados y los datos se llevan al papel log-normal (Fig. B.1) para visualizar la bondad del ajuste.

B.2.4 DISTRIBUCION GAMMA INCOMPLETA.

La distribución Gamma Incompleta o de dos parámetros (a y b , positivos) es bastante flexible, su parámetro de forma a y el de escala b , se evalúan por medio de las expresiones siguientes (1,15):

$$a = (\bar{x})^2 / S^2 \quad (B.5)$$

$$b = S^2 / \bar{x} \quad (B.6)$$

en las cuales:

\bar{x} = valor medio (lluvia o escurrimiento medio anual).

S^2 = varianza (cuadrado de la desviación típica).

En la Tabla B.5 (1,16) de la página 8, en función del parámetro de forma a (ec. B.5) y de la probabilidad, se determinan los valores de la variable reducida $u = X/S$, siendo X el valor buscado de la variable y S la desviación típica, por lo cual:

$$X = u (S) \quad (B.7)$$

Por último, se dibujan en el papel log-normal (Fig. B.1) los valores de X calculados y los datos del registro histórico, para apreciar la bondad del ajuste.

EJEMPLO B.2:

Ajustar las distribuciones Normal, Log-normal y Gamma Incompleta al registro histórico de lluvias anuales de la estación climatológica CANATLAN, Dgo., presentado en la Tabla A.1 del Anexo A.

SOLUCION: Los parámetros estadísticos del registro en análisis fueron calculados en el ejemplo A.2 .

Distribución NORMAL; Datos: $\bar{x} = 511.4$ mm. $S = 132.6$ mm.
Entonces aplicando la ecuación B.2 se tiene:

$Tr = 1,000$ años.	$X = 511.4 + (3.0902) 132.6 = 921.6$ mm.
$Tr = 100$ años.	$X = 511.4 + (2.3264) 132.6 = 819.9$ mm.
$Tr = 20$ años.	$X = 511.4 + (1.6449) 132.6 = 729.5$ mm.
$Tr = 5$ años.	$X = 511.4 + (0.8416) 132.6 = 623.0$ mm.
$Tr = 2$ años.	$X = 511.4 + (0.0000) 132.6 = 511.4$ mm.
$Tr = 1.111$ años.	$X = 511.4 + (-1.2816) 132.6 = 341.5$ mm.

TABLA B.5
DISTRIBUCION GAMMA DE DOS PARAMETROS.

PARAMETRO DE FORMA Q	VALORES DE LA VARIABLE REDUCIDA U										
	PROBABILIDAD $P(X \leq x)$										
	0.001	0.01	0.10	0.30	0.50	0.80	0.90	0.95	0.99	0.995	0.999
0.5	0.00	0.00	0.00	0.11	0.32	1.16	1.91	2.70	4.49	5.57	7.65
0.6	0.00	0.00	0.00	0.13	0.41	1.28	2.02	2.79	4.66	5.48	7.43
0.7	0.00	0.00	0.00	0.21	0.49	1.38	2.10	2.85	4.63	5.41	7.25
0.8	0.00	0.00	0.00	0.26	0.56	1.46	2.17	2.90	4.62	5.37	7.11
0.9	0.00	0.00	0.00	0.31	0.66	1.54	2.24	2.95	4.61	5.33	7.00
1.0	0.00	0.00	0.11	0.36	0.69	1.61	2.30	3.00	4.61	5.30	6.91
1.5	0.00	0.00	0.24	0.58	0.97	1.90	2.55	3.19	4.60	5.24	6.64
2.0	0.00	0.10	0.37	0.78	1.19	2.12	2.75	3.36	4.69	5.26	6.53
2.5	0.00	0.17	0.51	0.95	1.38	2.31	2.92	3.50	4.77	5.30	6.49
3.0	0.11	0.24	0.63	1.10	1.54	2.47	3.07	3.64	4.85	5.36	6.48
3.5	0.14	0.30	0.75	1.25	1.70	2.62	3.21	3.76	4.94	5.41	6.50
4.0	0.21	0.41	0.87	1.38	1.84	2.76	3.34	3.88	5.03	5.49	6.53
4.5	0.26	0.49	0.98	1.51	1.97	2.89	3.46	3.99	5.11	5.56	6.57
5.0	0.32	0.57	1.09	1.62	2.09	3.01	3.58	4.09	5.19	5.63	6.62
6.0	0.41	0.72	1.29	1.84	2.31	3.23	3.79	4.29	5.35	5.78	6.72
7.0	0.57	0.88	1.47	2.04	2.52	3.43	3.98	4.48	5.51	5.92	6.83
8.0	0.69	1.02	1.64	2.23	2.71	3.62	4.16	4.65	5.66	6.06	6.94
9.0	0.81	1.16	1.81	2.47	2.89	3.79	4.33	4.81	5.80	6.19	7.05
10.0	0.93	1.31	1.97	2.57	3.06	3.96	4.49	4.97	5.94	6.34	7.17
11.0	1.04	1.43	2.12	2.73	3.22	4.12	4.45	5.12	6.08	6.45	7.28
12.0	1.16	1.56	2.26	2.88	3.37	4.27	4.79	5.26	6.20	6.58	7.39
13.0	1.27	1.69	2.40	3.02	3.51	4.39	4.83	5.40	6.33	6.70	7.50
14.0	1.39	1.81	2.53	3.16	3.65	4.55	5.07	5.53	6.45	6.82	7.60
15.0	1.49	1.93	2.66	3.29	3.79	4.68	5.20	5.65	6.57	6.93	7.71
Q	1.001	1.01	1.11	1.429	2	5	10	20	100	200	1,000
	PERIODO DE RETORNO (T_r), EN AÑOS										

$T_r = 1,000$ años. $\log X = 2.695058 + (3.0902) 0.110268 = 3.035808$
 $\therefore X = 1,085.9$ mm.

$T_r = 10$ años. $\log X = 2.695058 + (1.2816) 0.110268 = 2.836377$
 $\therefore X = 686.1$ mm.

$T_r = 1.053$ años. $\log X = 2.695058 + (-1.6449)0.110268 = 2.513678$
 $\therefore X = 326.3$ mm.

Distribución GAMMA INCOMPLETA; Datos: $\bar{x} = 511.4$ mm. $S = 132.6$ mm.
 Por lo tanto, aplicando la ecuación B.5 se tiene:

$$a = (511.4)^2 / (132.6)^2 = 14.90$$

Con el valor anterior se interpolan en la Tabla B.5 los valores de la variable reducida u y se aplica la ecuación B.7. Los cálculos se han concentrado en la Tabla B.6 de la página subsecuente.

Por último, las distribuciones calculadas se han dibujado en un papel log-normal, al igual que los datos, a estos últimos se les estimó su probabilidad con la fór-

TABLA B 6
CALCULO DE LA DISTRIBUCION GAMMA
INCOMPLETA (EJEMPLO B 2):

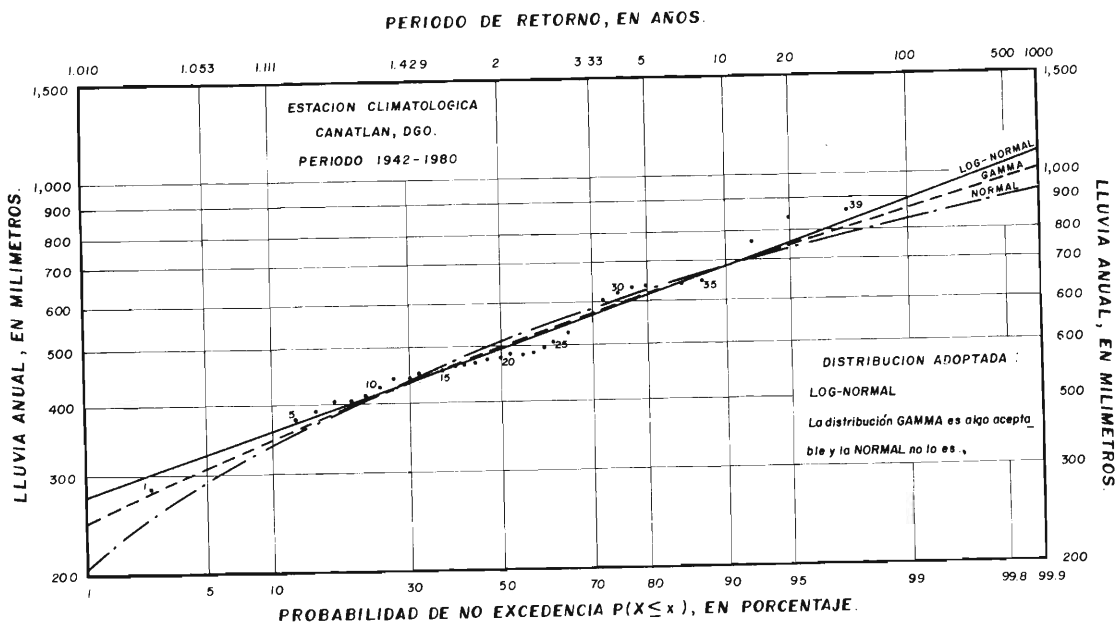
PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.	VARIABLE REDUCIDA. (U)	X, EN Hm ³
1,000	7.699	1,020.9
100	6.558	869.6
20	5.638	747.6
10	5.187	687.8
5	4.667	618.8
2	3.776	500.7
1.429	3.277	434.5
1.111	2.647	351.0
1.010	1.918	254.3

TABLA B 7
CALCULO DE LA DISTRIBUCION
WEIBULL (EJEMPLO B 3)

P (X ≤ x)	(X/̄x)	X, EN Hm ³
99.9	7.00	346.5
99	4.00	198.0
95	3.00	148.5
90	2.25	111.4
70	1.20	59.4
50	0.69	34.2
30	0.35	17.3
10	0.103	5.1

mula de Weibull (ec. B.1), lo anterior se tiene en la Fig. B.5 siguiente.

Fig. B.5



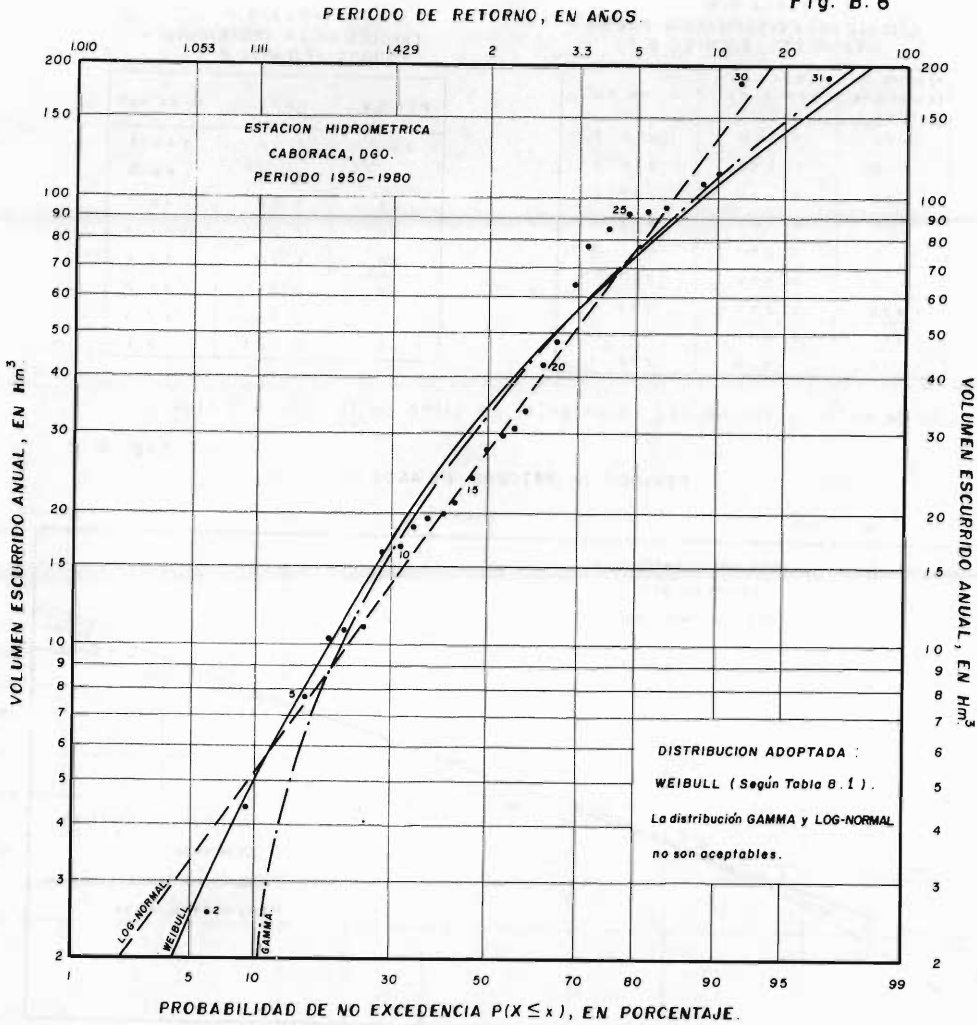
EJEMPLO B.3:

Calcular la distribución más adecuada al registro histórico de escurrimientos anuales de la estación hidrométrica CABORACA, Dgo., valores que se tienen en la Tabla A.2 del Anexo A y cuyos parámetros estadísticos fueron calculados en el ejemplo A.3.

SOLUCION: De acuerdo a los parámetros estadísticos: $Cv=1.039$, $g=-0.726$ y $Cs=1.458$, se define en la Tabla B.1 de la página 1, que la distribución más adecuada (idónea) a tal registro es la Weibull.

Los cálculos de dicha distribución se han concentrado en la Tabla B.7 anterior y en la Fig. B.6 de la página siguiente se tienen dibujados los resultados, así como los correspondientes a las distribuciones Gamma y Log-normal.

Fig. B. 6



B.3 METODOLOGIAS ELEMENTALES DE CALCULO ANALITICO DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD UTILIZADAS PARA ANALIZAR LLUVIAS MAXIMAS DIARIAS.

B.3.1 DISTRIBUCION GUMBEL SIMPLE.

Esta distribución es de tipo exponencial por que al crecer x converge a una función exponencial, también se conoce como Distribución de Valores Extremos Tipo I y V.T. Chow (1954) demostró que es básicamente un caso especial de la distribución Log-normal, cuando $Cv = 0.364$ y $Cs = 1.139$, pues en la función Gumbel se tiene un coeficiente de asimetría constante e igual a 1.139 (4,8-17).

La distribución Gumbel según la ecuación B.2 toma la forma (7,287):

$$X = \bar{x} + \left(\frac{y - \bar{y}_n}{\sigma_n} \right) s \quad (B.8)$$

en donde:

- X = valor buscado de una determinada probabilidad o período de retorno.
 \bar{x}, S = media y desviación típica de los datos, respectivamente.
 Y_n, σ_n = constantes teóricas, función del tamaño n de la muestra. Se obtienen de la Tabla B.8 (3,159) siguiente.
 Y = variable reducida, función de la probabilidad, se calcula según la ecuación siguiente:

$$y = -\text{Ln} \left[-\text{Ln} P(X \leq x) \right] \quad (\text{B.9})$$

Tabla B.8

CONSTANTES FUNCION DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA n , EN LA DISTRIBUCION GUMBEL SIMPLE

n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n	n	\bar{y}_n	σ_n
8	0.4843	0.9043	28	0.5343	1.1047	48	0.5477	1.1574	76	0.5561	1.1906
9	0.4902	0.9288	29	0.5353	1.1086	49	0.5481	1.1590	78	0.5565	1.1923
10	0.4952	0.9497	30	0.5362	1.1124	50	0.5485	1.1607	80	0.5569	1.1938
11	0.4996	0.9676	31	0.5371	1.1159	51	0.5489	1.1623	82	0.5572	1.1953
12	0.5035	0.9833	32	0.5380	1.1193	52	0.5493	1.1638	84	0.5576	1.1967
13	0.5070	0.9972	33	0.5388	1.1226	53	0.5497	1.1653	86	0.5580	1.1980
14	0.5100	1.0095	34	0.5396	1.1255	54	0.5501	1.1667	88	0.5583	1.1994
15	0.5128	1.0206	35	0.5403	1.1285	55	0.5504	1.1681	90	0.5586	1.2007
16	0.5157	1.0316	36	0.5410	1.1313	56	0.5508	1.1696	92	0.5589	1.2020
17	0.5181	1.0411	37	0.5418	1.1339	57	0.5511	1.1708	94	0.5592	1.2032
18	0.5202	1.0493	38	0.5424	1.1363	58	0.5515	1.1721	96	0.5595	1.2044
19	0.5220	1.0566	39	0.5430	1.1388	59	0.5518	1.1734	98	0.5598	1.2055
20	0.5236	1.0628	40	0.5436	1.1413	60	0.5521	1.1747	100	0.5600	1.2065
21	0.5252	1.0696	41	0.5442	1.1436	62	0.5527	1.1770	150	0.5646	1.2253
22	0.5268	1.0754	42	0.5448	1.1458	64	0.5533	1.1793	200	0.5672	1.2360
23	0.5283	1.0811	43	0.5453	1.1480	66	0.5538	1.1814	250	0.5688	1.2429
24	0.5296	1.0864	44	0.5458	1.1499	68	0.5543	1.1834	300	0.5699	1.2479
25	0.5309	1.0915	45	0.5463	1.1519	70	0.5548	1.1854	500	0.5724	1.2588
26	0.5320	1.0961	46	0.5468	1.1538	72	0.5552	1.1873	1000	0.5745	1.2685
27	0.5332	1.1004	47	0.5473	1.1557	74	0.5557	1.1890	∞	0.5772	1.2826

En la ecuación B.8 se puede observar que el factor de frecuencia K equivale al -- término entre paréntesis.

Para calcular esta distribución se determinan primeramente \bar{y}_n y σ_n en función del número de eventos de la serie, en la Tabla B.8 anterior, en seguida se evalúa la variable reducida y finalmente el valor del factor de frecuencia, por último se aplica la ecuación B.8 y se obtiene el valor de X buscado.

B.3.2 DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III.

Esta distribución ha sido recomendada por el U.S. Water Resources Council para -- las agencias federales de los Estados Unidos, debido quizás a su habilidad para -- ajustarse a los diversos datos de los ríos, avenidas o crecidas (10,3).

El procedimiento de cálculo de esta función ya fue presentado en el inciso B.2.2.

EJEMPLO B.4:

Ajustar las distribuciones Gumbel Simple y Log-Pearson tipo III, al registro de -- valores máximos anuales (serie anual) de lluvias máximas diarias de la estación -- climatológica SOMBRERETILLO, N.L., presentado en la Tabla B.2 .

SOLUCION: Primeramente se calcularon los parámetros estadísticos necesarios, estos son:

$$\begin{aligned} n &= 12 & \log \bar{x} &= 2.089667 \\ \bar{x} &= 139.0 \text{ mm.} & lv &= 0.226205 \\ s &= 74.0 \text{ mm.} & g &= -0.008979 \end{aligned}$$

Distribución GUMBEL: De acuerdo al valor de n se determinó en la Tabla B.8 de la página anterior: $\bar{y}_n = 0.5035$ y $\sigma_n = 0.9833$. Haciendo uso de las ecuaciones B.8 y B.9 se calcularon los valores siguientes:

$$\begin{aligned} Tr = 1,000 \text{ años.} \quad \therefore P(X \leq x) &= 0.999 & y &= -\text{Ln} [-\text{Ln}(0.999)] = 6.907255 \\ X &= 139.0 + \left(\frac{6.9073 - 0.5035}{0.9833} \right) 74.0 & &= 620.9 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tr = 10 \text{ años.} \quad \therefore P(X \leq x) &= 0.90 & y &= -\text{Ln} [-\text{Ln}(0.90)] = 2.2504 \\ X &= 139.0 + \left(\frac{2.2504 - 0.5035}{0.9833} \right) 74.0 & &= 270.5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tr = 1.053 \text{ años.} \quad \therefore P(X \leq x) &= 0.05 & y &= -\text{Ln} [-\text{Ln}(0.05)] = -1.0972 \\ X &= 139.0 + \left(\frac{-1.0972 - 0.5035}{0.9833} \right) 74.0 & &= 18.5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Los resultados anteriores se han dibujado en el papel Gumbel-Powell, definiendo una línea recta, según se muestra en la Fig. B.3 de la página 13.

Distribución LOG-PEARSON TIPO III: En base al valor de g y a la probabilidad se determinaron en la Tabla B.4 los factores de frecuencia y se aplicó la ec. B.3, como se ilustra a continuación:

$$\begin{aligned} Tr = 25 \text{ años.} \quad \log X &= 2.089667 + (1.74786)0.226205 = 2.4850 \\ \therefore X &= 305.5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tr = 5 \text{ años.} \quad \log X &= 2.089667 + (0.84236)0.226205 = 2.28021 \\ \therefore X &= 190.6 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tr = 2 \text{ años.} \quad \log X &= 2.089667 + (0.00153)0.226205 = 2.0900 \\ \therefore X &= 123.0 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tr = 1.111 \text{ años.} \quad \log X &= 2.089667 + (-1.2829)0.226205 = 1.79947 \\ \therefore X &= 63.0 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Los resultados anteriores se han dibujado en un papel log-normal, definiendo una línea prácticamente recta, ya que g es casi igual a cero, lo anterior se tiene en la Fig. B.7 de la página siguiente.

PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.

Fig. B.7

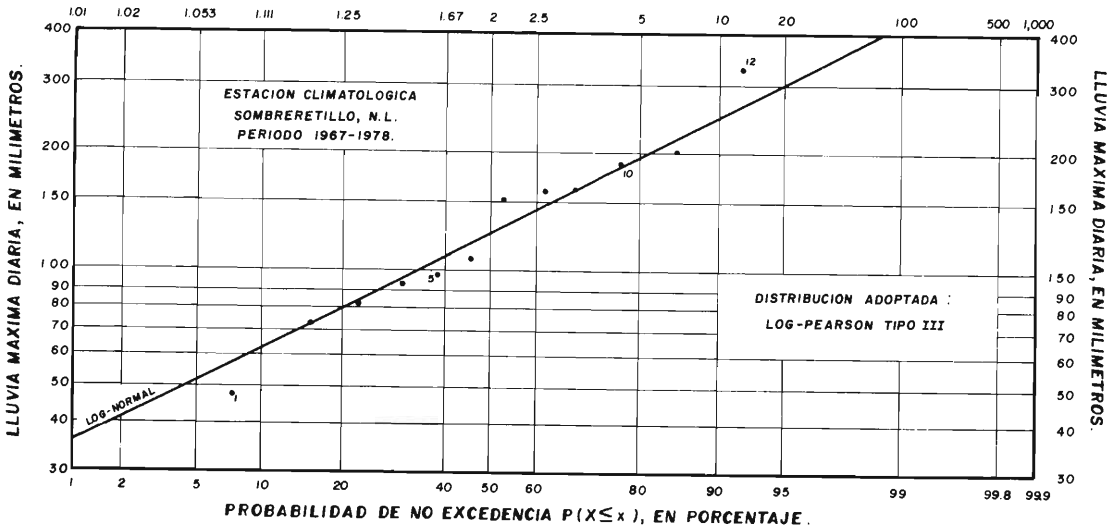
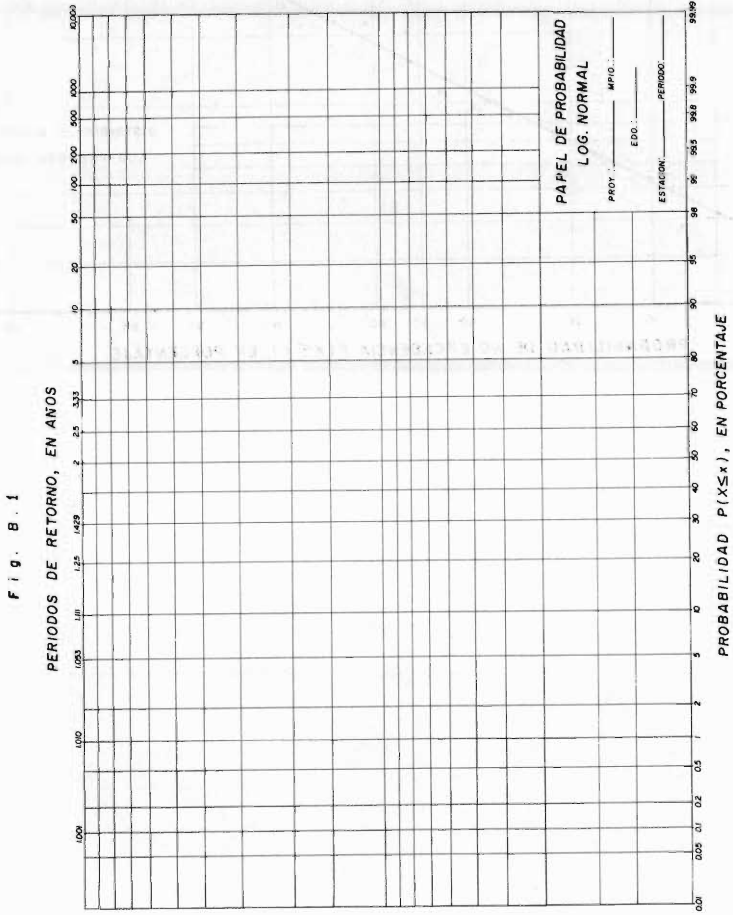


Fig. B.1
 VALOR DE LA VARIABLE X: _____



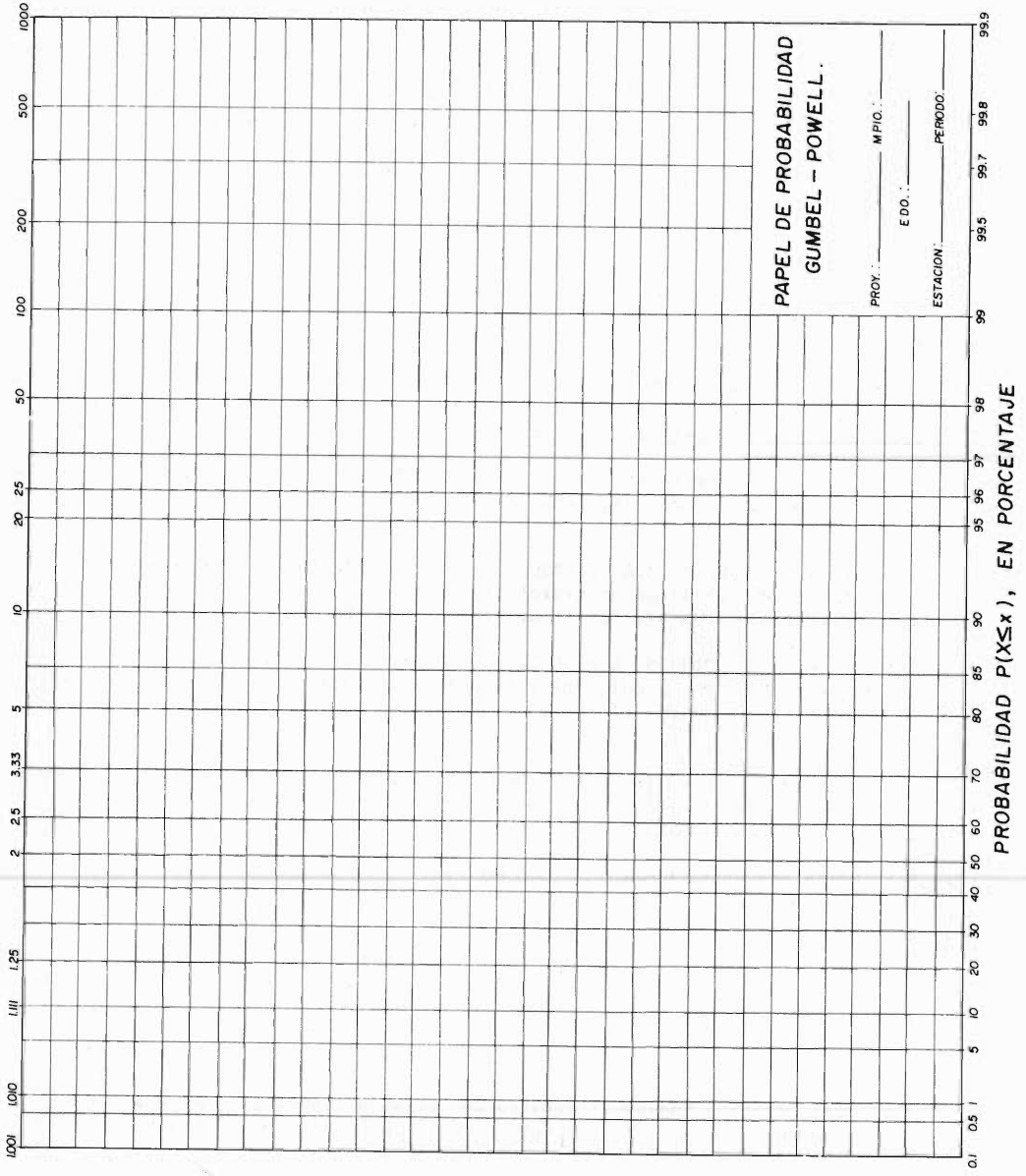
VALOR DE LA VARIABLE X: _____

Fig. B. 2

VALOR DE LA VARIABLE X : _____

Fig. B. 2

PERIODOS DE RETORNO, EN AÑOS



VALOR DE LA VARIABLE X : _____

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. BANCEL L., A. " Hidrología ". capítulo 2: Métodos Estadísticos, páginas 4 a 40, Departamento de Obras Hidráulicas de la Esc. de Ingeniería. Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile, República de Chile. 1975
2. CAMPOS A., D.F. " Métodos Simplificados para el Diseño Hidrológico de un Embalse ". Anexo 2: Distribuciones de Probabilidad para Escurrimientos Anuales, páginas 73 a 78. Trabajo de Investigación I, Div. de Est. de posgrado de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. Ciudad Universitaria, México, D.F. 1981
3. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. " Manual de Diseño de Obras Civiles ". Sección A: Datos Hidrológicos y Geológicos. Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica. México, D.F. 1969
4. CHOW, V.T. " Statistical and Probability Analysis of Hidrologic Data ". Section 8-1, Part 1: Frequency Analysis, page 8-1 to 8-42 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964
5. HJELMFELT, A.T. and CASSIDY, J.J. " Hydrology for Engineers and Planners ". -- chapter 2: Statistical Methods in Hydrology, page 15 to 40. Iowa State University Press. Ames, Iowa, U.S.A. 1975
6. KOTTEGODA, N.T. " Stochastic Water Resources Technology ". chapter 6: Statistical Treatment of Floods, page 208 to 263. The MacMillan Press Ltd. London, England. 1980
7. LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULUS, J.L.H. " Hidrología para Ingenieros ". -- capítulo 11: Probabilidad en Hidrología: Una Base para Diseño, páginas 281 a 310. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá, Colombia. 1977
8. RIGGS, H.C. and HARDISON, C.H. " Storage Analyses for Water Supply ". chapter B2 of the Book 4: Hydrologic Analysis and Interpretation, Techniques of Water-Resources Investigations of the U.S. Geological Survey. Washington, D.C., U.S.A. 1973
9. U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE. " New Tables of Percentage Points of the Pearson Type III Distribution ". Technical Release No. 8, Central Technical Unit - of the Soil Conservation Service. Maryland, U.S.A. Revised March 1976
10. U.S. WATER RESOURCES COUNCIL. " Guidelines for Determining Flood Flow Frequency ". Bulletin # 17A of the Hydrology Committee. chapter V: Determination of Frequency Curve, page 8 to 19. Washington, D.C., U.S.A. Revised June 1977
11. VIESSMAN, W., KNAPP, J.W., LEWIS, G.L. and HARBAUGH, T.E. " Introduction to Hydrology ". chapter 5: Point-Frequency Analysis, page 157 to 200. Harper & Row, Publishers. New York, U.S.A. Second edition, 1977
12. YEVEVICH, V. and SALAS, J.D. " Concepts of Risk and Uncertainty in Hydrology, and Methods of their Analysis ". chapter 13, page 423 to 460 in the Hydrology for Transportation Engineers, edited by Thomas G. Sanders. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Washington, D.C., U.S.A. January 1980

C.1 GENERALIDADES.

C.1.1 INTRODUCCION.

Frecuentemente es necesario investigar posibles relaciones (de causalidad o de interdependencia) entre dos o más variables (8,226)*, tal relación, en caso de existir, deberá ser estudiada a través de los análisis estadísticos de regresión y correlación; estos análisis constituyen una de las herramientas estadísticas más antiguas usadas en hidrología. Primeramente fueron utilizadas para estimar datos faltantes y ampliar el registro de corta extensión, de una cierta estación climatológica o hidrométrica, en base a la información disponible en las estaciones cercanas. Hoy en día, sus aplicaciones incluyen además, el estudio de las relaciones entre dos o más variables hidrológicas y la investigación de la dependencia entre los eventos sucesivos de una serie cronológica de datos hidrológicos (11,8-44).

C.1.2 CONCEPTO DE REGRESION Y CORRELACION.

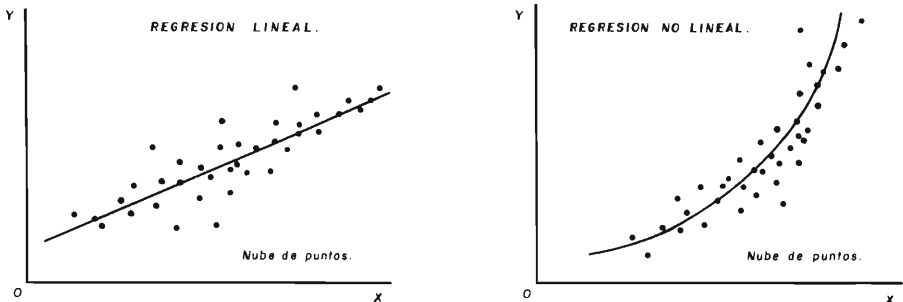
La diferencia entre regresión y correlación es bastante clara. La regresión permite obtener la ecuación matemática que expresa la variable dependiente (y), cuando otra u otras variables, llamadas independientes (x), se suponen conocidas y por lo tanto, permite calcular valores de 'y' a partir de los de 'x' (7,164).

En cambio, por medio de la correlación, se calcula el grado de dependencia o asociación entre dos o más variables, representado numéricamente por el llamado Coeficiente de Correlación (7,164).

C.1.3 DIAGRAMA DE DISPERSION Y MODELOS DE REGRESION.

Una gráfica en la que se indican los valores muestrales dibujados sobre un plano xy, se denomina: Diagrama de Dispersión. En base a tal diagrama se podrá detectar si los valores siguen un modelo LINEAL o uno NO LINEAL, es decir, si los puntos se aproximan a una línea recta o a una curva (6,162), como se ilustra en la Fig. C.1 siguiente.

Fig. C.1
DIAGRAMAS DE DISPERSION Y MODELOS DE REGRESION.



La ecuación matemática (regresión) de la relación o modelo lineal entre dos series de valores, se representa por medio de un polinomio de grado uno, en cambio, una relación no lineal se reproduce matemáticamente mediante un polinomio de grado superior, esto es:

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica utilizada y el segundo la página consultada.

regresión lineal de dos variables: $y = a_0 + a_1 x$ (C.1)

regresión lineal múltiple: $y = a_0 + a_1 x_1 + \dots + a_n x_n$ (C.2)

regresión no lineal de dos variables: $y = a_0 + a_1 x + \dots + a_n x^n$ (C.3)

El diagrama de dispersión, además de ayudar a definir el modelo a utilizar (lineal o no lineal), permite detectar los valores (parejas de datos) que se apartan de la NUBE DE PUNTOS y que al ser eliminados del análisis de regresión, mejoran el ajuste de la recta o curva, de manera que se eleva la correlación entre las dos variables. El número de puntos que se considera permisible eliminar, depende de muchos factores como son: forma de la nube de puntos, número de puntos o parejas, naturaleza de los datos, etc.; sin embargo, se puede aceptar en una primera aproximación que el 10% del número total de puntos se pueden eliminar para mejorar el ajuste.

C.1.4 METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS.

Para evitar el juicio o criterio particular en el ajuste de un modelo de regresión a unos datos, es necesario obtener una definición rígida de la 'recta o curva de mejor ajuste'. Lo anterior se logra a través de la técnica de los Mínimos Cuadrados, la cual indica que de todas las rectas o curvas que representan a una nube de puntos, la que tiene una suma mínima de los cuadrados de las distancias de cada punto a tal recta o curva, es la del mejor ajuste (9,219).

C.1.5 TIPOS DE RECTAS DE REGRESION.

Al obtener la ecuación de la recta de regresión por la técnica de los mínimos cuadrados, se presentan tres casos, según como se mida la distancia de cada punto a la recta, esto es: perpendicular a la recta, paralelamente al eje de las ordenadas, o bien, paralelamente al eje de las abscisas; entonces las rectas de regresión se denominan respectivamente, ortogonal, de y sobre x y de x sobre y. Los tres tipos de rectas descritas muestran la situación relativa que se esquematiza en la Fig. C.2 (7,165) siguiente.

Fig. C. 2
SITUACION RELATIVA DE LAS RECTAS DE REGRESION.

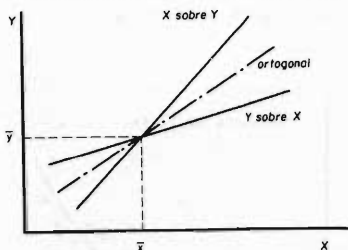
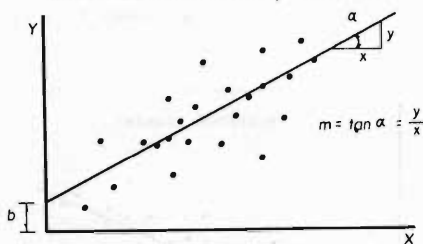


Fig. C.3
RECTA DE REGRESION y SOBRE x



C.2 RECTA DE REGRESION DE y SOBRE x.

Dado un conjunto de parejas de valores correspondientes a dos variables x e y, la ecuación general de la recta que las relaciona será: $y = m x + b$ (C.4)

Cuando las distancias de cada punto a la recta de regresión, se miden paralelamente al eje de las ordenadas (Ver Fig. C.3 anterior), la pendiente m de la ecuación anterior se evalúa con la fórmula siguiente (1,4):

$$m = S_{xy} / S_x^2 \quad (C.5)$$

siendo:

$$S_{xy} = \frac{1}{n} \sum x_i y_i - (\bar{x})(\bar{y}) \quad (\text{covarianza}) \quad (C.6)$$

$$S_x^2 = \frac{\sum x_i^2}{n} - (\bar{x})^2 \quad (\text{varianza de las } x) \quad (C.7)$$

$$\bar{x} = \sum x_i / n \quad (\text{media de las } x, \text{ ec. A.10}) \quad (C.8)$$

$$\bar{y} = \sum y_i / n \quad (\text{media de las } y) \quad (C.9)$$

La ordenada al origen b se calcula con la ecuación siguiente:

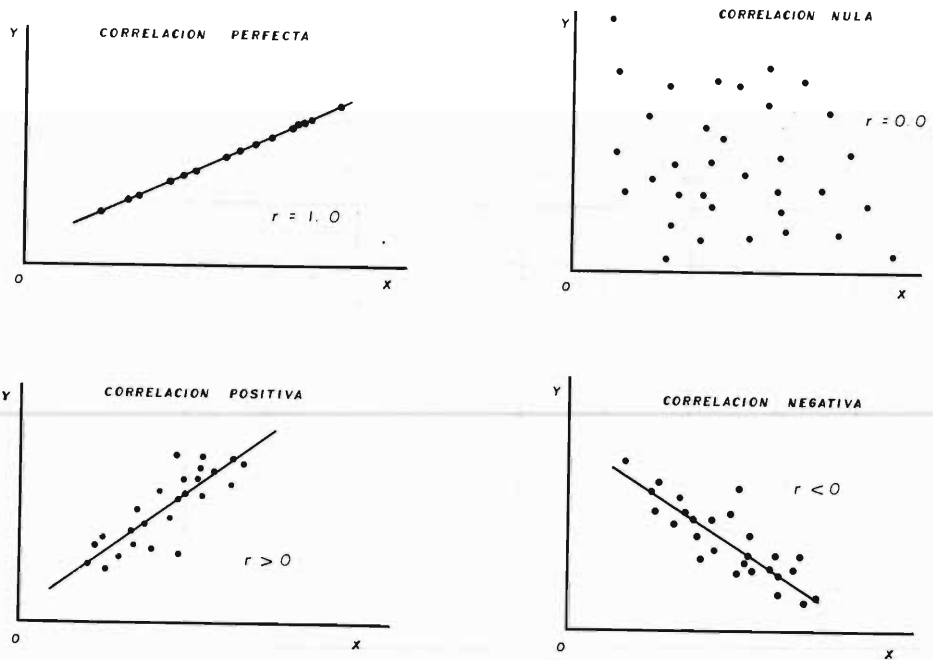
$$b = \bar{y} - m \bar{x} \quad (C.10)$$

C.3 CORRELACION Y COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL.

C.3.1 PRINCIPALES TIPOS DE CORRELACION.

Se llama **Correlación PERFECTA** de dos variables x e y , cuando todos los puntos que representan las parejas de datos caen sobre la recta de regresión. Si por el contrario, los puntos no están alineados sino dispersos, la correlación es NULA. Por otra parte, si la variable y aumenta a medida que x aumenta, x e y presentan **correlación POSITIVA** o DIRECTA; si y disminuye a medida que x aumenta, x e y tienen **correlación NEGATIVA** o INVERSA. Los tipos de correlación descritos se ilustran en la Fig. C.4 (1,8) siguiente:

Fig. C.4
PRINCIPALES TIPOS DE CORRELACION.



C.3.2 COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL.

El coeficiente de correlación lineal (r_{xy}) es una medida numérica de la correlación entre dos variables, el cual se calcula con la fórmula siguiente (5,186):

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x^2 S_y^2}} \quad (C.11)$$

en donde, S_x^2 se evalúa con la ecuación C.7 y S_y^2 en forma similar, esto es:

$$S_y^2 = \frac{\sum y_i^2}{n} - (\bar{y})^2 \quad (C.12)$$

El coeficiente de correlación puede fluctuar de -1 a +1 para la correlación perfecta, según sea inversa o directa y adopta un valor de cero para la correlación nula.

C.3.3 TEST PARA EL COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL.

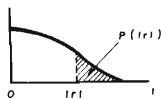
Tomando en cuenta que el valor del coeficiente de correlación r_{xy} se calcula en base a una muestra relativamente pequeña, tal coeficiente es únicamente una estimación del valor verdadero o poblacional ρ_{xy} y por lo tanto, habrá necesidad de investigar si existe la posibilidad de que $\rho_{xy} = 0$, aunque $r_{xy} = 0$. Para realizar lo anterior se evalúa Z con la expresión siguiente (2,68):

$$Z = \frac{\sqrt{n-3}}{2} \ln \frac{1+r_{xy}}{1-r_{xy}} \quad (C.13)$$

y se compara con el valor Z_c que tiene distribución normal para un cierto nivel de confianza, comúnmente el 95%, por lo cual, $Z_c = 1.645$ (2,154). Si $Z > Z_c$, no hay posibilidad de que ρ_{xy} sea igual a cero y por lo tanto, r_{xy} es significativo al 5% de nivel de significancia.

Otro criterio para probar el coeficiente de correlación r_{xy} calculado, consiste en determinar en la Tabla C.1 (6,276) con $v = n-2$ grados de libertad el valor r_0 y compararlo con el calculado. Si el valor calculado r_{xy} es mayor que r_0 , entonces es significativo, no existiendo la posibilidad de que ρ_{xy} sea igual a cero.

T A B L A C. 1
PRUEBA DEL COEFICIENTE DE CORRELACION (r_{xy}).



Nivel de significancia del 5 %

v	r_0	v	r_0	v	r_0	v	r_0
1	0.997	12	0.532	23	0.396	50	0.273
2	0.950	13	0.514	24	0.388	60	0.250
3	0.878	14	0.497	25	0.381	70	0.232
4	0.811	15	0.482	26	0.374	80	0.217
5	0.754	16	0.468	27	0.367	90	0.205
6	0.707	17	0.456	28	0.361	100	0.195
7	0.666	18	0.444	29	0.355	125	0.174
8	0.632	19	0.433	30	0.349	150	0.159
9	0.602	20	0.423	35	0.325	200	0.138
10	0.576	21	0.413	40	0.304	300	0.113
11	0.553	22	0.404	45	0.288	400	0.098

C.4 INCREMENTO DE LA INFORMACION HIDROLOGICA POR REGRESION.

C.4.1 GENERALIDADES.

Cuanto más amplio sea el registro o serie de valores observados en una cierta estación climatológica o hidrométrica, tanto mayores serán las estimaciones e inferencias estadísticas basadas en tales datos. Por lo anterior, casi siempre se tiende a tratar de incrementar la información de una cierta estación, en base a

los de otra cercana, con ayuda de la regresión lineal entre sus datos comunes. En general, casi siempre se utiliza la regresión para incrementar los registros anuales, ya sean de lluvias o escurrimientos.

C.4.2 METODOLOGIA.

Sean dos registros x_i e y_i de manera que el x contenga más valores que el y , y se desea estimar los valores faltantes de y a partir de los de x . Suponiendo que se tienen k parejas de valores (x_i, y_i) y además $(n - k)$ valores de x_i , entonces, primeramente se calcula el coeficiente de correlación de las k parejas y se prueba si es estadísticamente diferente de cero (incisos C.3.2 y C.3.3).

Si el coeficiente de correlación de las k parejas, resultó mayor de 0.80, se considera aceptable inferir los $(n - k)$ valores faltantes de y , con una relación lineal definida por la ecuación C.4, en la cual los parámetros m y b se evalúan con las k parejas de valores comunes de x e y , según las ecuaciones C.5 y C.10.

C.4.3 CONCEPTO DE EFICIENCIA ESTADISTICA.

Aún cuando la correlación entre los registros x e y sea alta, conviene investigar hasta que punto es provechoso utilizar el registro amplio para incrementar otro, ya que puede suceder que los valores inferidos discrepen mucho de la realidad (2, 71). El cálculo de la llamada Eficiencia Estadística (E) permite concluir si mejora el valor medio del registro y , y con esto, si conviene hacer la inferencia. Si el valor de E resulta mayor que uno, no mejorará en nada el registro de las y_i , - en cambio, si E es menor que la unidad, convendrá hacer la inferencia de los valores faltantes a partir de las x_i . La eficiencia estadística E se calcula con la expresión siguiente (2,70):

$$E = 1 - r_{xy}^2 \frac{n-k}{n} + \frac{n-k}{n(k-3)} (1 - r_{xy}^2) \quad (C.14)$$

en la cual:

k = número de datos del registro y .

n = número de datos del registro x .

r_{xy} = coeficiente de correlación de las k parejas de datos comunes de y e x , se calcula con la ecuación C.11 anterior.

EJEMPLO C.1:

Debido a su proximidad con un proyecto de riego, la estación pluviométrica EL GRITO en San Luis Potosí, se utilizará para estimar el valor de la lluvia media anual en la zona. La estación El Grito únicamente cuenta con un registro de 11 años en el período 1968-1978, pero la estación Moctezuma que es la más cercana (distante 9.5 Km) tiene un registro de 36 años en el período de 1943-1978 (3,10.29). Se requiere probar si conviene ampliar el registro de la estación El Grito a partir de los datos de la estación Moctezuma y realizar la inferencia en caso afirmativo.

SOLUCION: Como primer paso, se construye un diagrama de dispersión con las parejas de datos comunes a los dos registros, esto es, con el período de 1968-1978 (-11 años), tal gráfico se tiene en la Fig. C.5 de la página siguiente. En base al diagrama de dispersión se consideró conveniente eliminar el año 1971 para mejorar la correlación.

En seguida, con los diez años de registro común de las estaciones se integró la - Tabla C.2 de la página C.7, a partir de la cual se pueden calcular el coeficiente de correlación lineal y la eficiencia estadística, como se indica a continuación:

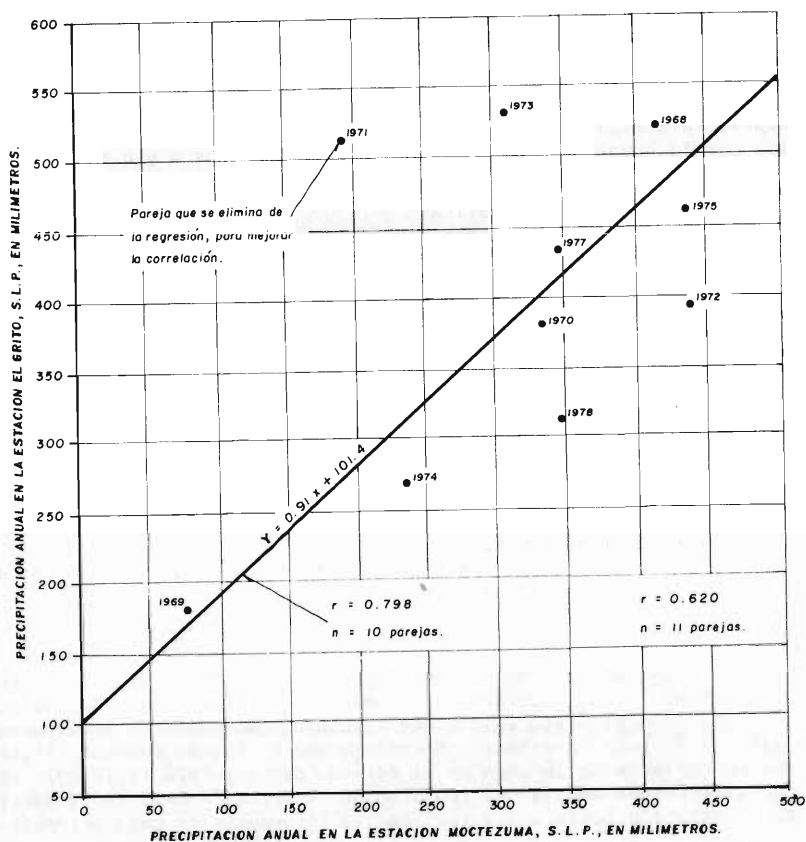
$$S_{xy} = \frac{1}{10} (1'489,504.90) - \left(\frac{3,380.5}{10}\right) \left(\frac{4,090.8}{10}\right) = 10,661.0 \quad (C.6)$$

$$S_x^2 = \frac{1'259,964.70}{10} - \left(\frac{3,380.5}{10}\right)^2 = 11,718.67 \quad (C.7)$$

$$S_y^2 = \frac{1'825,647.80}{10} - \left(\frac{4,090.8}{10}\right)^2 = 15,218.34 \quad (C.12)$$

Fig. C.5

DIAGRAMA DE DISPERSION PARA LA REGRESION ENTRE LAS LLUVIAS ANUALES DE LAS ESTACIONES CLIMATOLOGICAS EL GRITO Y MOCTEZUMA, EN S. L. P.



$$r_{xy} = \frac{10,661.0}{\sqrt{(11,718.67)(15,218.34)}} = 0.7983$$

Antes de proceder a calcular la eficiencia estadística, se debe probar estadísticamente el coeficiente de correlación calculado, esto se lleva a cabo en base a los dos procedimientos descritos en el inciso C.3.3, esto es:

$$Z = \frac{\sqrt{10-3}}{2} \ln \frac{1+(0.7983)}{1-(0.7983)} = 2.894 > Z_c = 1.645 \therefore r_{xy} \text{ es estadísticamente diferente de cero.}$$

En la Tabla C.1 de la página C-4 se obtiene $r_0 = 0.632$, para $\nu = 10-2 = 8$ grados de libertad; como $r_{xy} = 0.7983$ es mayor que r_0 , entonces no existe posibilidad de que ρ_{xy} sea igual a cero.

$$E = 1 - (0.7983)^2 \left(\frac{35-10}{35} \right) + \frac{35-10}{35(10-3)} \left[1 - (0.7983)^2 \right] = 0.5818 < 1.0 \quad (C.14)$$

De acuerdo al resultado anterior, se concluye que sí es conveniente ampliar el re

T A B L A C. 2

CALCULOS DE LA REGRESION LINEAL PARA INCREMENTAR EL REGISTRO DE LLUVIAS ANUALES EN LA ESTACION EL GRITO (Y_i), A PARTIR DE LA ESTACION MOCTEZUMA (X_i),

No.	AÑO	REGISTRO COMUN.		Y _i ²	X _i ²	X _i Y _i	INCREMENTO DEL REGISTRO Y _i					
		Y _i (mm.)	X _i (mm.)				AÑO	Y _i (mm.)	AÑO	Y _i (mm.)	AÑO	Y _i (mm.)
1	1968	521.1	417.5	271,545.21	174,306.25	217,559.25	1943	476.9	1953	320.8	1963	368.1
2	1969	180.7	78.0	32,652.49	6,084.00	14,094.60	1944	529.6	1954	431.3	1964	313.1
3	1970	380.8	333.7	145,008.64	111,355.69	127,072.96	1945	248.5	1955	455.0	1965	519.1
4	1972	394.1	427.5	155,314.81	182,756.25	168,477.75	1946	389.9	1956	415.9	1966	439.9
5	1973	530.3	307.0	281,218.09	94,249.00	162,802.10	1947	395.8	1957	292.6	1967	305.3
6	1974	268.9	236.6	72,307.21	55,979.56	63,621.74	1948	442.7	1958	722.0	—	—
7	1975	461.4	427.8	212,889.96	183,012.84	197,386.92	1949	424.5	1959	509.6	—	—
8	1976	607.3	463.9	368,813.29	215,203.21	281,726.47	1950	480.2	1960	280.8	—	—
9	1977	434.3	343.3	188,616.49	117,854.89	149,095.19	1951	490.9	1961	384.5	—	—
10	1978	311.9	345.2	97,281.61	119,163.04	107,667.88	1952	344.9	1962	304.9	—	—
SUMAS.		4,090.8	3,380.5	1'825,647.80	1'259,964.70	1'489,504.90	Y = 0.91x + 101.4 Ecuación de Regresión.					

gistro de la estación El Grito en base al de la estación Moctezuma. De acuerdo a los cálculos realizados anteriormente se evalúan los parámetros de la recta de regresión, como se indica a continuación:

$$m = \frac{10,661.00}{11,718.67} = 0.9097 = 0.91 \quad (C.5)$$

$$b = \left(\frac{4,090.8}{10} \right) - (0.91) \left(\frac{3,380.5}{10} \right) = 101.45 \quad (C.10)$$

entonces:

$$y = 0.91x + 101.4 \quad (C.4)$$

La inferencia se realiza substituyendo cada uno de los valores observados en la estación Moctezuma, como variable independiente (x) y se calcula el correspondiente valor de y, para la estación El Grito, así por ejemplo se tienen:

año	precipitación en la estación Moctezuma, en mm.	valor estimado en la estación El Grito, en mm.
1943	412.6	476.9
1944	470.5	529.6
1945	161.5	248.4
1946	317.0	389.9
:	:	:

En la Tabla C.2 se muestran los 25 años estimados en la estación El Grito en San Luis Potosí, cuya lluvia media anual del período 1943-1978 (36 años) adopta ahora una valor de 393.9 milímetros.

C.5 REGRESION LINEAL MULTIPLE.

C.5.1 INTRODUCCION.

La regresión lineal múltiple es bastante útil cuando la variable dependiente no está relacionada significativamente con otra, sino que depende de varias variables, es decir (7,168):

$$y = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_m) \quad (C.15)$$

donde las variables independientes no deben estar correlacionadas entre sí.

C.5.2 SOLUCION MATRICIAL.

La regresión lineal múltiple se puede expresar de la manera siguiente:

$$y = a + b x_x + c x_2 + \dots + r x_m \quad (C.16)$$

calculándose los parámetros a, b, c, ..., r al resolver el sistema siguiente (2,68):

$$\begin{bmatrix} N & \Sigma x_{1i} & \Sigma x_{2i} & \dots & \Sigma x_{mi} \\ \Sigma x_{1i} & \Sigma x_{1i}^2 & \Sigma x_{1i}x_{2i} & \dots & \Sigma x_{1i}x_{mi} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \Sigma x_{mi} & \Sigma x_{mi}x_{1i} & \Sigma x_{mi}x_{2i} & \dots & \Sigma x_{mi}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ \cdot \\ \cdot \\ r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma y_i \\ \Sigma x_{1i}y_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \Sigma x_{mi}y_i \end{bmatrix} \quad (C.17)$$

en donde N es el número total de valores de cada variable independiente ($x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{mi}, y_i$) y todas las sumas son de $i=1$ hasta $i=N$. Entonces:

$$Y = X \cdot \beta \quad \therefore \quad \beta = X^{-1} \cdot Y \quad (C.18)$$

siendo:

Y = matriz de m renglones por una columna.

X = matriz de m renglones por m columnas.

β = matriz de m renglones y una columna.

X^{-1} = inversa de la matriz X.

C.5.3 COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL MULTIPLE.

La medida de la asociación lineal de varias variables incluyendo una dependiente y otras mutuamente independientes, se denomina Coeficiente de Correlación Múltiple (R) y se expresa por el cociente entre la desviación típica de los valores estimados y la desviación típica de los valores observados, ambas medidas de dispersión para la variable dependiente, esto es (11,8-62):

$$R = S_y^1 / S_y \quad (C.19)$$

en donde, S_y^1 es la desviación típica de los valores estimados de la variable dependiente y, con la ecuación C.16 calculada y para los datos de las variables independientes x_1, x_2, \dots, x_m ; S_y es la desviación típica de los valores observados de la variable dependiente.

C.5.4 APLICACION PRACTICA.

En el capítulo 4, inciso 8.5, se presentó la fórmula de Merrill Bernard como la ecuación matemática más conveniente para representar las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno (I-D-Te), lo anterior se logra al buscar el mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de I, D y Te que se pueden integrar con el registro disponible, ya que es común contar con un registro mayor de 10 años y únicamente se pueden integrar tantas ternas de valores de I, D y Te como duraciones se analizan (comúnmente 10, ver inciso 4.8.3).

La ecuación de M. Bernard tiene la expresión siguiente: $i = \frac{K Te^h}{D^n} \quad (C.20)$

en la cual:

i = intensidad de la lluvia, en mm/hr.

Te = período de retorno en años, de los valores de la serie de excedentes anuales, se evalúa con la ecuación 4.

D = duración de la lluvia, en minutos.

K, h, n = parámetros de ajuste.

Tomando logaritmos en la ecuación C.20, se obtiene:

$$\log i = \log K + h \log Te - n \log D \quad (C.21)$$

haciendo los siguientes cambios de variables:

$$\begin{aligned} \log i &= y & \log Te &= x_1 \\ \log K &= a & -n &= c \\ h &= b & \log D &= x_2 \end{aligned}$$

la ecuación anterior se transforma en la expresión:

$$y = a + b x_1 + c x_2 \quad (C.16)$$

que es idéntica a la ecuación C.16 y por lo tanto, sus parámetros a, b y c se evalúan como se indicó en el inciso C.5.2.

EJEMPLO C.2:

Para la estación pluviográfica CAÑON FERNANDEZ en el estado de Durango, se requiere obtener sus curvas I-D-Te, representándolas por medio de la ecuación de M. Bernard. La estación Cañón Fernandez cuenta con un registro de intensidades de 38 años en el período 1941-1978, tomado del Boletín Climatológico No. 4 (4,30.01).

SOLUCION: Con base en el registro total de intensidades, se integró una serie de excedentes anuales, la cual se presenta en la Tabla C.3 de la página siguiente, - para cada una de las 10 duraciones consignadas en el citado Boletín Climatológico.

La estimación de los parámetros a, b y c de la ecuación C.16 se lleva a cabo en base al planteamiento matricial descrito en el inciso C.5.2, para cuya aplicación primeramente se integran las 10 ternas de valores de i, D y Te, ya que únicamente se dispone de diez duraciones. Las ternas seleccionadas son las indicadas con un asterisco en la Tabla C.3 de la página siguiente, mismas que posteriormente integran la Tabla C.4 de la página C-11, en la que se realizan unos cálculos auxiliares para asignar valores numéricos a cada elemento de las matrices, obteniéndose:

$$\begin{bmatrix} 10.00000 & 4.81953 & 15.06685 \\ 4.81952 & 4.44254 & 5.35019 \\ 15.06685 & 5.35019 & 24.58600 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 15.62623 \\ 9.22595 \\ 21.84453 \end{bmatrix} \quad (C.18)$$

por lo cual, la matriz inversa X^{-1} es igual a:

$$\begin{bmatrix} 23.52445 & -11.05666 & -12.01026 \\ -11.05659 & 5.50171 & 5.57849 \\ -12.01027 & 5.57853 & 6.18688 \end{bmatrix}$$

y los parámetros a, b y c se obtienen de la manera siguiente:

$$\begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 23.52445 & -11.05666 & -12.01026 \\ -11.05659 & 5.50171 & 5.57849 \\ -12.01027 & 5.57853 & 6.18688 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 15.62623 \\ 9.22595 \\ 21.84453 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.23234 \\ -0.15482 \\ -1.05852 \end{bmatrix}$$

entonces:

$$\begin{aligned} a &= 3.23234 = \log K & \therefore & K = 10^a = 1,707.4 \\ b &= -0.155 = h \\ c &= -1.059 = -n & \therefore & n = 1.059 \end{aligned}$$

por lo cual, la ecuación de M. Bernard buscada será:

$$i = \frac{1,707.4 Te^{-0.155}}{D^{1.059}} \quad (C.22)$$

Por último, se evalúa el coeficiente de correlación múltiple (R) para investigar cuantitativamente hasta que grado la ecuación obtenida, representa al registro de intensidad, duración y período de retorno de la estación pluviográfica Cañón Fernández, Dgo. El cálculo del coeficiente R se tiene en la Tabla C.4 de la página C-11, habiéndose obtenido un valor bastante alto de correlación (R = 0.99), pues

TABLA C. 3

SERIES DE EXCEDENTES ANUALES DE LAS INTENSIDADES (mm/hr) EN LA ESTACION PLUVIOGRAFICA CAÑON FERNANDEZ, MPIO. DE CUENCAME, DGO.
(Datos tomados del Boletín Climatológico N° 4, R. H. N° 36)

*.- Valores que integran la serie que se analiza con regresión lineal múltiple

Número	Te	DURACIONES , EN MINUTOS									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	36.00	180.0*	114.0	100.0	99.5	73.8	61.9	60.5	47.4	39.5	34.3
2	19.00	174.0	112.5	96.0	81.0	64.8	56.8	45.1	36.2	30.9	25.8
3	12.67	156.0	109.5	90.0	69.0	57.0	45.7	39.3	34.6	28.4	24.3
4	9.50	156.0	103.5*	88.0	69.0	56.0	42.7	36.0	27.9	22.8	19.4
5	7.60	132.0	99.0	80.0	67.8	50.4	38.4	31.0	24.9	21.5	18.7
6	6.33	132.0	93.0	80.0	67.5	50.0	36.4	29.7	24.3	20.3	17.7
7	5.43	126.0	90.0	74.7	65.0	49.0	36.2	29.5	24.2	20.0	16.8
8	4.75	120.0	90.0	72.0*	63.0	48.0	34.8	29.3	22.1	18.0	16.2
9	4.22	120.0	90.0	69.3	61.5	48.0	34.4	27.3	21.4	17.8	16.0
10	3.80	120.0	86.0	68.0	59.3	47.6	33.8	27.2	21.1	17.7	15.3
11	3.45	120.0	84.0	66.0	59.0	47.2	33.3	26.6	21.0	17.5	15.0
12	3.17	120.0	79.5	64.0	57.0*	45.5	33.3	26.5	21.0	17.5	15.0
13	2.92	114.0	78.0	64.0	57.0	45.0	32.0	26.4	21.0	17.4	14.9
14	2.71	108.0	75.0	64.0	55.1	44.8	31.3	26.1	20.7	17.4	14.8
15	2.53	108.0	72.8	62.0	54.8	44.5	31.3	26.0	20.5	17.1	14.7
16	2.38	108.0	72.0	61.0	54.0	43.5*	30.1	25.9	20.4	16.8	14.3
17	2.24	96.0	70.5	60.0	54.0	42.2	30.0	25.1	20.4	16.7	14.2
18	2.11	96.0	70.5	58.7	54.0	42.0	29.9	24.6	20.2	16.7	14.0
19	2.00	96.0	69.0	58.0	52.5	41.0	29.7	24.4	19.7	16.5	14.0
20	1.90	96.0	69.0	56.0	51.6	40.6	29.7*	23.5	19.1	15.9	14.0
21	1.81	90.0	68.0	56.0	48.3	40.0	29.1	23.1	18.0	15.6	13.4
22	1.73	90.0	66.8	54.5	48.0	39.0	29.0	22.6	17.6	15.5	13.0
23	1.65	90.0	66.0	54.0	48.5	38.4	28.7	22.2	17.3	14.5	12.7
24	1.58	90.0	66.0	54.0	46.2	36.9	28.5	22.0*	17.1	14.1	12.2
25	1.52	84.4	64.5	53.3	45.0	36.6	28.2	21.6	16.5	14.0	12.0
26	1.46	84.0	63.0	52.0	44.0	36.4	25.5	20.2	16.0	13.9	11.8
27	1.41	84.0	60.0	52.0	43.8	35.0	25.5	20.0	15.8	13.8	11.5
28	1.36	84.0	60.0	52.0	43.5	32.3	25.0	19.8	15.8*	13.7	11.4
29	1.31	84.0	60.0	50.4	42.0	32.2	23.7	19.8	15.4	13.1	11.4
30	1.27	84.0	60.0	49.2	42.0	32.0	23.0	19.3	15.2	12.9	10.8
31	1.23	84.0	58.8	49.0	40.5	31.0	22.7	18.4	15.0	12.5	10.7
32	1.19	84.0	57.0	48.0	40.1	30.0	22.0	17.7	15.0	12.4*	10.4
33	1.15	84.0	57.0	48.0	39.5	30.0	22.0	17.2	13.9	12.2	10.2
34	1.12	84.0	55.5	46.0	39.0	29.2	21.8	16.7	13.6	12.0	10.0
35	1.09	84.0	55.5	46.0	37.5	29.0	21.3	16.5	13.5	12.0	10.0
36	1.06	84.4	54.0	46.0	36.4	28.8	21.3	16.5	13.1	11.4	10.0*
37	1.03	84.0	54.0	44.0	36.0	28.0	20.6	16.3	12.8	11.1	10.0
38	1.00	84.0	54.0	44.0	36.0	28.0	20.4	16.2	12.8	11.0	9.8
	r	0.985	0.984	0.994	0.983	0.979	0.979	0.968	0.969	0.966	0.969
	m	69.30	45.44	38.71	32.87	27.13	23.73	22.31	17.98	14.66	12.66
	b	77.70	55.58	45.72	39.25	30.48	21.23	16.17	12.82	10.99	9.39

como se observa en la primera y última columnas de la citada Tabla C.4, la fórmula C.22 prácticamente reproduce los valores observados.

TABLA C. 4
ORDENAMIENTO Y CALCULOS AUXILIARES DE LA REGRESION LINEAL MULTIPLE.

ORDEN	i (mm/hr)	Te (años)	D (min)	y (log i)	X ₁ (log Te)	X ₂ (log D)	(X ₁) ²	(X ₂) ²	(X ₁)(X ₂)	(X ₁)(y)	(X ₂)(y)
1	180.0	38.00	5	2.25527	1.57978	0.69897	2.49572	0.48856	1.10422	3.56284	1.57637
2	103.5	9.50	10	2.01494	0.97772	1.00000	0.95594	1.00000	0.97772	1.97005	2.01494
3	72.0	4.75	15	1.85733	0.67669	1.17609	0.45791	1.38319	0.79585	1.25685	2.18439
4	57.0	3.17	20	1.75587	0.50060	1.30103	0.25060	1.69268	0.65130	0.87900	2.28445
5	43.5	2.38	30	1.63849	0.37566	1.47712	0.14112	2.18189	0.55490	0.61552	2.42025
6	29.5	1.90	45	1.46982	0.27875	1.65321	0.07770	2.73311	0.46084	0.40972	2.42993
7	22.0	1.58	60	1.34242	0.19957	1.77815	0.03983	3.16182	0.35487	0.26791	2.38703
8	15.8	1.36	80	1.19866	0.13263	1.90309	0.01759	3.62175	0.25240	0.15897	2.28115
9	12.4	1.19	100	1.09342	0.07463	2.00000	0.00557	4.00000	0.14927	0.08161	2.18684
10	10.0	1.06	120	1.00000	0.02348	2.07918	0.00055	4.32299	0.04882	0.02348	2.07918
SUMATORIAS :				15.62623	4.81953	15.06685	4.44254	24.58600	5.35019	9.22595	21.84453

TABLA C. 5
CALCULO DEL COEFICIENTE DE CORRELACION MULTIPLE

ORDEN	DATOS DE INTENSIDAD DE LLUVIA (i), en mm/hr	PERIODO DE RETORNO (Te), en Años.	DURACION (D), en min	INTENSIDAD DE LLUVIA CALCULADA (i'), en mm/hr
1	180.0	38.00	5	176.8
2	103.5	9.50	10	105.0
3	72.0	4.75	15	76.0
4	57.0	3.17	20	60.0
5	43.5	2.38	30	41.0
6	29.5	1.90	45	27.5
7	22.0	1.58	60	21.0
8	15.8	1.36	80	16.0
9	12.4	1.19	100	12.7
10	10.0	1.06	120	10.7
	Sy = 53.25	$R = \frac{S'y}{S_y} = \frac{52.90}{53.25} = 0.99$		S'y = 52.90

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. CAMPOS A., D.F. " La Regresión y la Correlación Lineales en la Hidrología ". Escuela de Ingeniería de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí. S.L.P. México. Agosto 1977 (20 páginas).
2. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. " Manual de Diseño de Obras Civiles ". Sección A: Datos Hidrológicos y Geológicos, tema 6, Análisis Probabilístico y Estadístico de Datos Hidrológicos, inciso 1, análisis de regresión y correlación, páginas 64 a 86. México, D.F. 1970
3. DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS, SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA, S.A.R.H. " Boletín -- Climatológico No. 3 de la Región Hidrológica No. 37 (El Salado) ". México, D.F. 1980
4. DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS, SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA, S.A.R.H. " Boletín -- Climatológico No.4 de la Región Hidrológica No. 36 (Nazas-Aguanaval). México, D.F. 1980.
5. HAAN, C.T. " Statistical Methods in Hydrology ". Chapter 9: Simple Linear Regression, page 180 to 194. The Iowa State University. Ames, Iowa, U.S.A. 1977.
6. MAISEL, L. " Probabilidad y Estadística ". Capítulo 8: Mínimos Cuadrados y Correlación, páginas 162 a 180. Fondo Educativo Interamericano. Bogotá, Colombia. 1973.
7. MARTIN A., M., ARAGONES, J.M. y GARCIA L., L. " Nociones de Estadística Aplicada a la Hidrología ". Capítulo 3.3: Correlación y Regresión, páginas 164 a 169 del libro Hidrología Subterránea, Tomo I, Directores de Edición E. Custodio y M.R. LLamas. Ediciones Omega, S.A. Barcelona, España. 1976
8. MORENO B., A. y JAUFFRED M., F.J. " Elementos de Probabilidad y Estadística ". Capítulo X: Regresión y Correlación Simples, páginas 226 a 260. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. México, D.F. Cuarta reimpresión, 1976.
9. SPIEGEL, M.R. " Estadística ". Capítulo 13: Curva de Ajuste y Método de Mínimos Cuadrados, páginas 217 a 240. Libros McGraw-Hill de México, S.A. México, D.F. 1970.
10. SPRINGALL G., R. " Hidrología ". Capítulo 8: Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos, inciso 8, Análisis de Lluvias, páginas 100 a 127. Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F. 1975.
11. YEVEVICH, V.M. " Statistical and Probability Analysis of Hydrologic Data. Part II: Regression and Correlation Analysis ". Section 8-11, page 8-43 to 8-67 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill -- Book Company. New York, U.S.A. 1964.

ANEXO D: NUMEROS DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO (N) DE LOS COMPLEJOS HIDROLOGICOS --
SUELO-COBERTURA DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

D.1 GENERALIDADES.

Los hidrólogos del Soil Conservation Service dependiente del U.S. Department of Agriculture, han desarrollado, durante las tres últimas décadas, un método para la estimación de la lluvia en exceso ocasionada por una tormenta. Este método es la consolidación de diversos procedimientos y se aplica principalmente en los estudios de avenidas máximas en cuencas sin afloros (4,10.1)*

En el método del Soil Conservation Service una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, se denomina: COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-COBERTURA y se designa con la letra N. El valor de N es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de N producirá gran escurrimiento y viceversa (3,9.1).

Los complejos hidrológicos para las áreas agrícolas y las cuencas rurales se han concentrado en la Tabla D.1 y para las zonas suburbanas y urbanas se tienen en la Tabla D.2. A partir de las tablas citadas, las condiciones combinadas o especiales de una cuenca pueden ser evaluadas por 'pesado o ponderado', o bien, por interpolación, según el caso (Ver ejemplo D.1).

D.2 GRUPOS HIDROLOGICOS DE SUELOS.

Las propiedades de un suelo son un factor esencial en el proceso de generación del escurrimiento a partir de la lluvia y por lo tanto, los suelos deberán ser clasificados por medio de un parámetro hidrológico: 'la velocidad de infiltración mínima obtenida para un suelo desnudo (sin vegetación) después de estar mojado suficiente tiempo'. Además, las influencias de la superficie y de los horizontes del suelo deben ser incluidas, lo cual conduce a tomar en cuenta dos velocidades: VELOCIDAD DE INFILTRACION, que es la velocidad con la cual el agua penetra en un suelo por su superficie y es controlada por sus condiciones exteriores; VELOCIDAD DE TRANSMISION, es la velocidad con la cual el agua se desplaza en el suelo y es controlada por los horizontes del mismo (1,7.1).

El parámetro Velocidad de Infiltración descrito es un indicador del potencial de escurrimiento del suelo y es la base de clasificación del Soil Conservation Service, en los cuatro grupos hidrológicos de suelos, que son (1,7.2):

GRUPO A: (Bajo potencial de escurrimiento). Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas, con bueno a excesivo drenaje. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión del agua.

GRUPO B: Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos con cantidades moderadas de texturas finas a gruesas, con drenaje medio y algo profundos. Son básicamente suelos arenosos.

GRUPO C: Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, son suelos con texturas finas. Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.

GRUPO D: (Alto potencial de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades

* El primer número entre paréntesis indica la referencia bibliográfica utilizada y el segundo la página consultada.

des de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de -- suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel -- freático alto y permanente, suelos con estratos arcillosos cerca de su su perficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables. Estos sue los tienen muy bajas velocidades de transmisión del agua.

Con frecuencia uno o dos grupos de suelos predominan en una cuenca y otros cubren sólo una pequeña porción, en tales casos se acostumbra combinar el grupo menor con el predominante, si éstos son semejantes (A y B, B y C o C y D), pues de no ser así puede incurrirse en graves errores: por ejemplo, si en una cuenca el 90% de sus -- suelos pertenecen al grupo A y el 10% restante al grupo D, la mayoría del escurri- miento producido por una tormenta provendrá del grupo D y englobar a tales suelos en el grupo A causará una seria subestimación del escurrimiento (1,7.3).

Como regla práctica general, se puede indicar que dos grupos semejantes de suelos podrán ser combinados si uno de ellos abarca menos del 3% del área (1,7.4).

Por otra parte, si se requiere utilizar subgrupos, el número N se obtiene por in- terpolación en la Tabla D.1 ó D.2, según se trate de cuencas rurales o zonas urba- nas.

EJEMPLO D.1:

Un suelo es clasificado en un subgrupo que cae entre los grupos B y C. El uso del terreno en el 85% del área es 'cultivo en surcos rectos y con rotación pobre' y el 15% restante es de 'legumbres en surco recto y rotación buena'. Determinar el núme ro N para el subgrupo.

SOLUCION: De la Tabla D.1 de la página siguiente se determinan:

USO DEL TERRENO	GRUPO DE SUELO		N PARA EL SUBGRUPO
	B	C	
Cultivo en surcos rectos y rotación pobre.	81	88	84.5
Legumbres en surcos rec- tos y con buena rotación.	72	81	76.5

$$\text{Valor de N para el área} = 0.85(84.5) + 0.15(76.5) = 83.3 \quad \therefore \underline{N = 83}$$

D.3 CLASES DE USO DEL TERRENO Y TRATAMIENTOS.

D.3.1 DEFINICIONES.

USO DEL TERRENO: es la cobertura del terreno o cuenca, incluye cualquier tipo de - vegetación, arroyo y humus o mantillo y el barbecho (suelo desnudo), así como los usos no agrícolas como son aguas superficiales (lagos, embalses, pantanos, etc.) y superficies impermeables (caminos, techos, etc.).

TRATAMIENTO DEL TERRENO: se aplica principalmente a los usos agrícolas del terreno e incluye las prácticas mecánicas como el contorneo o terraceo y las prácticas de manejo tales como el control del pastoreo o la rotación de cultivos (2,8.1).

CLASES: son las combinaciones de uso y tratamiento que pueden ser encontradas en - las cuencas.

D.3.2 CLASES EN LOS TERRENOS CULTIVADOS.

BARBECHO: es un uso y tratamiento agrícola del terreno con un alto potencial de es currimiento, debido a que el suelo se mantiene sin vegetación para conservar la hu medad, que será utilizada en el siguiente cultivo. La pérdida ocasionada por el es currimiento se compensa por la reducción de la transpiración (2,8.2).

CULTIVO EN SURCO: es cualquier campo de cultivo (maíz, sorgo, tomate, remolacha azu

TABLA D.1
**NUMEROS N DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS
HIDROLOGICOS SUELO-COBERTURA, EN ZONAS AGRICOLAS
Y CUENCAS RURALES**

(Para cuencas en condición II e Ia = 0.2 S)

C O B E R T U R A			GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS			
USO DEL TERRENO	TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICION HIDROLOGICA				
			A	B	C	D
BARBECHO.	Surco recto	Pobre	77	86	91	94
CULTIVOS EN SURCO.	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
	Surco recto	Buena	67	78	85	89
	Surco a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Surco a nivel	Buena	65	75	82	86
	Surco a nivel y terraza	Pobre	66	74	80	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	62	71	78	81
CEREALES FINOS.	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
	Surco recto	Buena	63	75	83	87
	Surco a nivel	Pobre	63	74	82	85
	Surco a nivel	Buena	61	73	81	84
	Surco a nivel y terraza	Pobre	61	72	79	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	59	70	78	81
LEGUMBRES (Sembradas con maquinaria o al volteo) O ROTACION DE PRADERA	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
	Surco recto	Buena	58	72	81	85
	Surco a nivel	Pobre	64	75	83	85
	Surco a nivel	Buena	55	69	78	83
	Surco a nivel y terraza	Pobre	63	73	80	83
	Surco a nivel y terraza	Buena	51	67	76	80
PRADERA NATURAL Y PASTIZAL		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Surco a nivel	Pobre	47	67	81	88
	Surco a nivel	Regular	25	59	75	83
	Surco a nivel	Buena	6	35	70	79
PRADERA PERMANENTE		Buena	30	58	71	78
BOSQUE		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
CASCOS DE HACIENDA			59	74	82	86
CAMINOS DE TIERRA (I)			72	82	87	89
CAMINOS CON PAVIMENTOS DUROS(II)			74	84	90	92
SUPERFICIE IMPERMEABLE			100	100	100	100

(1) Incluyendo el derecho de vía.

carera) plantado en surcos separados, de manera que la mayor parte de la superficie del suelo es expuesta al impacto de la lluvia durante la época de desarrollo de dicho cultivo. El cultivo en surco puede ser plantado en surco recto o en surcos en contorno (siguiendo las curvas de nivel) y en rotaciones pobres o buenas. Estos -- tratamientos se describen posteriormente.

GRANOS PEQUEÑOS O CERALES FINOS (trigo, cebada, lino, etc.): son plantados en surcos próximos, de manera que la superficie del suelo no está expuesta al impacto de la lluvia, excepto durante un corto tiempo en la época de siembra. Los tratamientos de terreno son aquéllos que se aplican a los cultivos en surco.

LEGUMBRES O ROTACION DE PRADERA (alfalfa, trébol, etc. y sus combinaciones): son cultivos plantados en surcos juntos o al volteo, esta cobertura puede brindar protección al suelo por un año o más. Los tratamientos del terreno usados en los cultivos en surco son también aplicados en esta cobertura, excepto los tratamientos -- en surco cuando la siembra es a volteo.

ROTACIONES: son las secuencias planeadas de cultivos, su propósito es mantener la fertilidad del suelo, reducir la erosión o proveer un abastecimiento anual de algún cultivo. Hidrológicamente, las rotaciones varían de 'pobres a buenas' en proporción de la cantidad de vegetación densa en tal rotación y son evaluadas en términos de sus efectos hidrológicos como sigue:

ROTACION POBRE: usualmente contienen cultivos en surcos, como maíz o trigo únicamente, o combinaciones, granos pequeños y barbecho.

ROTACION BUENA: generalmente contienen alfalfa, pasto u otras legumbres que se -- siembran juntas, para mejorar la textura y aumentar la infiltración.

Respecto a los tratamientos o prácticas agrícolas, se tienen (7,21-26):

SURCOS RECTOS: es un tipo de práctica de cultivo que es llevada a cabo sin tomar -- en cuenta la magnitud de la pendiente del terreno. Los surcos siguen la mayor pendiente del terreno.

SURCOS EN CURVAS DE NIVEL: un tipo de práctica agrícola que es llevada a cabo siguiendo el control general del terreno.

TERRAZAS: es la práctica consistente en construir bordos o combinaciones de bordos -- zanja para controlar el escurrimiento en el terreno.

D.3.3 CLASES DE PRADERA NATURAL.

La pradera natural (pastizal) en las cuencas puede ser evaluada por medio de tres condiciones hidrológicas del pasto natural o pastizal, que se muestran en la Tabla D.3 (2,8.4) siguiente.

TABLA D.3
CLASIFICACION DE LA PRADERA NATURAL (PASTIZAL)

CONDICION VEGETATIVA	CONDICION HIDROLOGICA
TIENE PASTOREO EXCESIVO. LAS PLANTAS CUBREN MENOS DEL 50% DEL AREA.	POBRE
NO TIENE PASTOREO EXCESIVO. LAS PLANTAS CUBREN DEL 50% AL 75% DEL AREA.	REGULAR
TIENE PASTOREO LIGERO. LAS PLANTAS CUBREN MAS DEL 75% DEL AREA.	BUENA

El porcentaje de área cubierta (o densidad) y la intensidad del pastoreo se estima visualmente.

Por otra parte, la PRADERA PERMANENTE es un campo con pasto en continuo desarrollo, protegido del pastoreo y generalmente segado para obtener heno. Representa el límite superior de las cuencas cubiertas con pasto.

D.3.4 CLASES DE BOSQUES.

Al igual que en las rotaciones y la pradera natural, la clasificación de los bosques, se ha realizado con respecto a sus efectos hidrológicos y no en base a su producción de madera, distinguiéndose (7,8-26):

BOSQUE POBRE: tienen excesivo pastoreo, árboles pequeños y el arroyo se destruye regularmente por incendio.

BOSQUE REGULAR: tienen poco pastoreo pero no se queman, pueden tener escaso mantillo o arroyo y generalmente están protegidos completamente del pastoreo.

BOSQUE BUENO: Protegidos del pastoreo, de manera que el suelo siempre está cubierto de arroyo y arbustos.

D.3.5 TABLA DE NUMEROS N EN ZONAS AGRICOLAS Y CUENCAS RURALES.

La Tabla D.1 de la página 3 ha sido integrada por el Soil Conservation Service (3,9.2) y permite evaluar el número N, según el uso del terreno y su tratamiento, que existe en la zona o cuenca en análisis.

D.3.6 PROCEDIMIENTOS DEL U.S. FOREST SERVICE PARA ESTIMAR EL NUMERO N EN LOS BOSQUES.

D.3.6.1 BOSQUES DE LAS REGIONES HUMEDAS. Los principales factores utilizados para determinar el valor de N, en los bosques de las regiones húmedas de U.S.A. (orientado americano), son: el grupo de suelo, el tipo de humus y el espesor de éste (3,9.3).

Las hojas, ramas, pedazos de corteza y otros residuos de la vegetación no descompostos, que se encuentran en el piso del bosque, constituyen el arroyo del cual se deriva el humus. Si el espesor del arroyo es menor de 1/2 pulgada, se considera que el humus no tiene protección y la condición hidrológica obtenida en la Fig. D.1 (3,9.10) se reduce a 0.50.

El humus es la capa orgánica inmediatamente bajo el arroyo, puede consistir de un 'humus crudo' u horizonte H, (6,458) que es prácticamente materia orgánica pura irreconocible y la capa A que integra una mezcla íntima de materia orgánica y suelo mineral. El espesor del humus se incrementa con la edad del bosque hasta alcanzar un equilibrio, pudiéndose llegar a producir una capa de 30 centímetros bajo condiciones favorables y de 13 centímetros en condiciones medias. Bajo buenas prácticas de manejo (protección y mejoramiento) el humus es poroso y tiene alta capacidad de infiltración y almacenamiento. Bajo prácticas de manejo pobres (pastoreo excesivo o incendios) el humus es compacto e impide la absorción del agua.

El humus es evaluado por medio de su grado de compactación, según la clasificación siguiente (3,9.4):

1. COMPACTO: la capa A es firme y la capa H es fibrosa y compacta.
2. MODERADAMENTE COMPACTO: es una etapa de transición.
3. SUELTO o FRIABLE: la capa A no es firme y la capa H no es compacta.

La estimación del valor de N se realiza determinando en una parcela de muestreo localizada en el área de estudio, el grupo de suelo (inciso D.2), el espesor de arroyo, el tipo de humus y su espesor; lo anterior por medio de pozos a cielo abierto. Con el monograma de la Fig. D.1 de la página subsecuente, se determina la CONDICIÓN HIDROLOGICA del bosque y con la Fig. D.2 (3,9.10) también de la página siguiente, se obtiene el valor de N buscado.

Fig. D. 1
NOMOGRAMA PARA ESTIMAR LA CONDICION HIDROLOGICA DEL BOSQUE DE REGION HUMEDA.

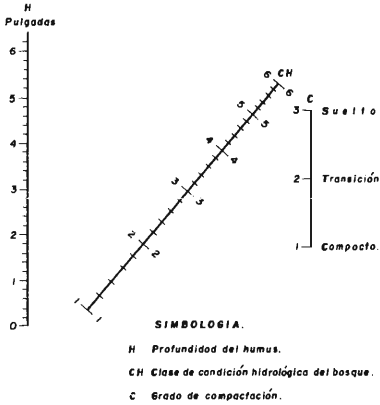
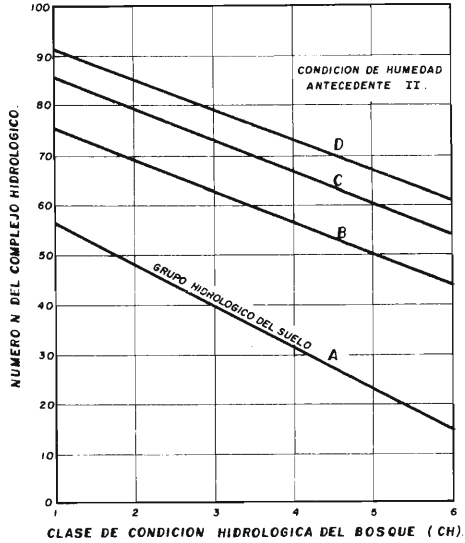


Fig. D. 2
NUMERO N DEL COMPLEJO HIDROLOGICO DEL BOSQUE DE REGION HUMEDA.



D.3.6.2 BOSQUES DEL OESTE AMERICANO (Bosque y Pradera). En las regiones de bosques y praderas del oeste de U.S.A., el grupo de suelo, el tipo de cobertura y su densidad son los principales factores usados para estimar el número N. La Fig. D.3 (3,9.11) y la Fig. D.4 (3,9.11), muestran las relaciones de estos factores y permiten estimar el valor de N para tal bosque, las figuras citadas son las siguientes.

Fig. D. 3
NUMERO N DEL COMPLEJO HIDROLOGICO DEL BOSQUE DE LA REGION HUMEDA

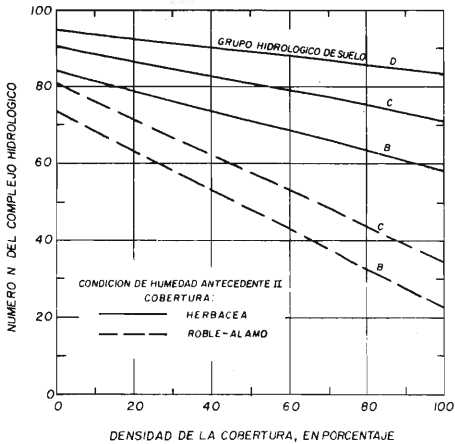
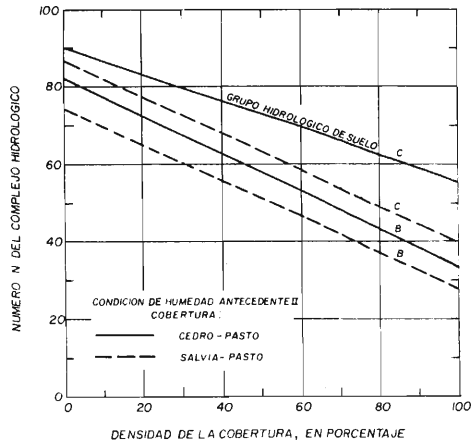


Fig. D. 4
NUMERO N DEL COMPLEJO HIDROLOGICO DEL BOSQUE DEL OESTE AMERICANO



En las figuras D.3 y D.4 de la página anterior, las coberturas siguientes son definidas:

HERBACEA: consiste de mezclas de pasto-hierba - maleza, con maleza en menor grado.

ROBLE-ALAMO: consiste de mezclas de maleza de montaña y robles, álamo, arce, caoba y otros.

CEDRO-PASTO: básicamente es cedro o pino con una cubierta de pasto.

SALVIA-PASTO: básicamente salvia con una cubierta de pasto.

La cantidad de arroyo es tomada en cuenta cuando se estima la densidad de la cobertura.

D.3.7 CLASES EN LAS ZONAS SUBURBANAS Y URBANAS.

La Tabla D.2 de la página subsecuente fue tomada de la referencia 5, página 103 y permite estimar el número N en las zonas o áreas urbanas, en función del grupo hidrológico de suelo, del uso del terreno y de su condición hidrológica.

D.4 FORMULA DE LA RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO.*

D.4.1 DEFINICION DE PARAMETROS.

En cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos, la lluvia de la tormenta se utilizó para construir una curva en función del escurrimiento generado por dicha tormenta, para las curvas construídas se encontró que la ecuación que las representa es:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (D.1)$$

siendo:

Q = escurrimiento (lluvia en exceso), en pulgadas.

P = precipitación de la tormenta, en pulgadas.

I_a = pérdidas iniciales de la tormenta, en pulgadas.

S = infiltración potencial o potencial de retención, en pulgadas.

Las pérdidas iniciales 'I_a' consisten principalmente de intercepción, infiltración y almacenamiento en depresiones, todas las cuales ocurren antes que el escurrimiento se inicie. Con el objeto de evitar estimar los parámetros I_a y S de la ec. D.1, el Soil Conservation Service desarrolló una relación empírica entre ellos (4,10.5), - ésta es:

$$I_a = 0.20(S) \quad (D.2)$$

la cual indica que en promedio el 80% del potencial de retención es infiltración - que ocurre después que el escurrimiento comenzó.

Sustituyendo la expresión D.2 en la ecuación D.1 se obtiene:

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad (D.3)$$

Por otra parte, el valor del parámetro S puede ser estimado según el Soil Conservation Service, a partir del número N del complejo hidrológico, de acuerdo a la expresión siguiente (4,10.6):

$$S = \frac{1,000}{N} - 10 \quad (D.4)$$

Al sustituir la ec. D.4 en la D.1 se obtiene la expresión final (en sistema inglés) siguiente:

$$Q = \frac{(P - \frac{200}{N} + 2)^2}{P + \frac{800}{N} - 8} \quad (D.5)$$

Las ecuaciones D.4 y D.5 en sistema métrico, es decir, con Q, P y S en milímetros son las siguientes:

$$N = \frac{25,400}{N} - 254 \quad (D.6)$$

TABLA D. 2

NUMEROS N DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS HIDROLOGICOS SUELO-COBERTURA, EN AREAS SUBURBANAS Y URBANAS.

(Condición de humedad antecedente II e $I_a = 0.25$).

USO DEL TERRENO Y CONDICION HIDROLOGICA :	GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS :			
	A	B	C	D
PARQUES, CAMPOS DE GOLF, CEMENTERIOS, ESPACIOS ABIERTOS, CANCHAS DEPORTIVAS, ETC.				
CONDICION BUENA : Pasto cubriendo un 75 % o más de área.	3 9	6 1	7 4	8 0
CONDICION REGULAR : Pasto cubriendo de 50% al 75% del área.	4 9	6 9	7 9	8 4
AREAS COMERCIALES (85 % impermeable).	8 9	9 2	9 4	9 5
DISTRITOS INDUSTRIALES (72 % impermeable).	8 1	8 8	9 1	9 3
ZONAS RESIDENCIALES * :				
Tamaño promedio del lote. Promedio del área impermeable.				
< 500 m ² 6 5 %	7 7	8 5	9 0	9 2
1 , 000 m ² 3 8 %	6 1	7 5	8 3	8 7
1 , 350 m ² 3 0 %	5 7	7 2	8 1	8 6
2 , 000 m ² 2 5 %	5 4	7 0	8 0	8 5
4 , 000 m ² 2 0 %	5 1	6 8	7 9	8 4
CALZADAS, TEJADOS, ESTACIONAMIENTOS PAVIMENTADOS, ETC.**	9 8	9 8	9 8	9 8
CALLES PAVIMENTADAS CON GUARNICION Y ALCANTARILLADO.***	9 8	9 8	9 8	9 8
CAMINOS ENGRAVADOS.	7 6	8 5	8 9	9 1
CAMINOS DE ARCILLA.	7 2	5 2	8 7	8 9

* Se considera que el escurrimiento es conducido a la calle con un mínimo de pérdidas (infiltración en césped).

** Las áreas permeables restantes (césped) se están considerando en condición hidrológica buena.

*** En climas cálidos usar $N = 95$.

$$Q = \frac{(P - \frac{5,080}{N} + 50.8)^2}{P + \frac{20,320}{N} - 203.2} \tag{D.7}$$

de la ecuación anterior se deduce que la precipitación que no produce escurrimiento (pérdidas iniciales, I_a), es igual a:

$$I_a = \frac{5,080}{N} - 50.8 \tag{D.8}$$

D.4.2 CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE.

Lógicamente el valor de S y por lo tanto, la magnitud de Q dependerán de la humedad que contenga el suelo en el instante en que se presenta la tormenta; lo anterior, se define tomando en cuenta la llamada: CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE (CHA), para la cual se tienen tres niveles, de acuerdo a la cantidad de lluvia ocurrida en los cinco días previos al de ocurrencia de la tormenta, tales niveles son (4,10.6):

CHA - I (seca): Bajo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca están secos, pero en buen estado para ararse y cultivarse.

CHA - II (media): Condición promedio.

CHA - III (húmeda): Alto potencial de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por las lluvias antecedentes.

En la Tabla D.4 siguiente, se dan las equivalencias del número N de la condición - de humedad antecedente media Tabla D.1 ó D.2, a las condiciones seca y húmeda (6,-21-30).

T A B L A D . 4
EQUIVALENCIAS DEL NUMERO N PARA LA CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE MEDIA A LAS CONDICIONES SECA Y HUMEDA.

N PARA LA CONDICION II	N PARA C.H.A.*		VALORES DE S,** en mm.	I _o , en mm. INICIO DE LA CURVA**	N PARA LA CONDICION II	N PARA C.H.A.*		VALORES DE S,** en mm	I _o , en mm. LA CURVA**
	SECA I	HUMEDA III				SECA I	HUMEDA III		
100	100	100	0.000	0.00	58	38	76	183.9	36.8
98	94	99	5.2	1.0	56	36	75	199.6	39.9
96	89	99	10.6	2.1	54	34	73	216.4	43.3
94	85	98	16.2	3.2	52	32	71	234.5	46.9
92	81	97	22.1	4.4	50	31	70	254.0	50.8
90	78	96	28.2	5.6	48	29	68	275.2	55.0
88	75	95	34.6	6.9	46	27	66	298.2	59.6
86	72	94	41.3	8.3	44	25	64	323.3	64.7
84	68	93	48.4	9.7	42	24	62	350.8	70.2
82	66	92	55.8	11.2	40	22	60	381.0	76.2
80	63	91	63.5	12.7	38	21	58	414.4	82.9
78	60	90	71.6	14.3	36	19	56	451.6	90.3
76	58	89	80.2	16.0	34	18	54	493.1	98.6
74	55	88	89.2	17.8	32	16	52	539.8	108.0
72	53	86	98.8	19.8	30	15	50	592.7	118.5
70	51	85	108.9	21.8	25	12	43	762.0	152.4
68	48	84	119.5	23.9	20	9	37	1016.0	203.2
66	46	82	130.8	26.2	15	6	30	1439.3	287.9
64	44	81	142.9	28.6	10	4	22	2286.0	457.2
62	42	79	155.7	31.1	5	2	13	4826.0	965.2
60	40	78	169.3	33.9	0	0	0	Infinito	Infinito

* C. H. A. = Condición de Humedad Antecedente.

** Para los valores de N de la columna 1.

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

1. MOCKUS, V. " Hydrologic Soil Groups ". chapter 7, page 7.1 to 7.28 in the National Engineering Handbook, section 4: Hydrology. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, NEH Notice 4-102. Washington, D.C., U.S.A. Reprinted with minor revisions, August 1972.
2. MOCKUS, V. " Land Use and Treatment Classes ". chapter 8, page 8.1 to 8.6 in -- the National Engineering Handbook, section 4: Hydrology. U.S. Department of A-- griculture, Soil Conservation Service. Washington, D.C., U.S.A. Reprinted with minor revisions, 1969.
3. MOCKUS, V. "Hydrologic Soil-Cover Complexes ". chapter 9, page 9.1 to 9.11 in - the National Engineering Handbook, section 4: Hydrology. U.S. Department of A-- griculture, Soil Conservation Service. Washington, D.C., U.S.A. Reprinted with minor revisions, 1969.
4. MOCKUS, V. " Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall ". chapter 10, pa-- ge 10.1 to 10.24 in the National Engineering Handbook, section 4: Hydrology. U. S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, NEH Notice 4-102. Wa-- shington, D.C., U.S.A. Reprinted with minor revisions, August 1972.
5. MOREL-SEYTOUX, H.J. and SANDERS, T.G. " Abstractions, Excess Rainfall and Di --- rect Runoff ". chapter 3, page 81 to 139 in the Hydrology for Transportation En -- gineers, edited by Thomas G. Sanders. U.S. Department of Transportation, Fede-- ral Highway Administration. Washington, D.C., U.S.A. January 1980.
6. MUSGRAVE, G.W. " Determinación del Ecurrimiento con los Datos de Suelos y de - Vegetación ". Apéndice A, páginas 445 a 462 del libro Diseño de Presas Pequeñas del U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Compañía Editorial Continental, S.A. México, D.F. cuarta impresión, julio de 1974.
7. OGROSKY, H.O. and MOCKUS, V. " Hydrology of Agricultural Lands ". section 21, - page 21-1 to 21-97 in the Handbook of Applied Hydrology, editor-in-chief Ven Te Chow. McGraw-Hill Book Company. New York, U.S.A. 1964.

*Por acuerdo del señor Rector
de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
Ing. Jaime Valle Méndez,
el Libro Procesos del Ciclo Hidrológico,
tercera reimpresión,
se terminó de imprimir el 27 de noviembre
de 1998 en los Talleres Gráficos de la
Editorial Universitaria Potosina.
La edición estuvo al cuidado de su autor.
Se imprimieron 750 ejemplares.*

75



ANIVERSARIO
SIEMPRE AUTÓNOMA



*Editorial
Universitaria
Potosina*