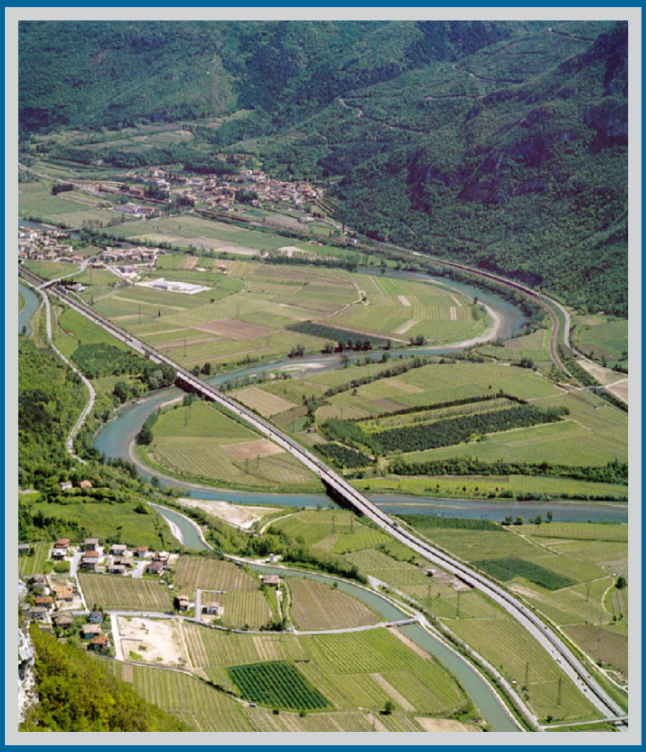
BETA studio
WATER AND NATURAL RESOURCES CONSULTANTS

INA CRA
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

ASSOCIAZIONE ITALIANA DI IDRONOMIA

Sergio Fattorelli

Pedro C. Fernández



Diseño Hidrológico

EDICION DIGITAL

CD INCLUIDO

DISEÑO HIDROL0GICO

Segunda Ediciòn

Prof. Ing. Sergio Fattorelli
Prof. Ing. Pedro C. Fernandez

DISEÑO HIDROLOGICO

Ediciòn digital

publicada en la biblioteca virtual de la

WASA-GN
Water Assessment & Advisory Global Network

DISEÑO HIDROLÓGICO

2º Edición en español
Edición digital
Diseño de interior: Estudio Fernandez-Dorca
Diseño de tapa: Estudio Fernandez-Dorca
Ilustraciones: Hugo Yañez
Producción del CD: Estudio Fernandez-Dorca

Todos los derechos reservados 2011

ISBN:978-987-05-2738-2

Introducción a la edición digital

En el transcurso de los últimos decenios los riesgos por eventos naturales extremos, como un fenómeno creciente, han tenido un impacto social y económico relevante en distitos paises del mundo.

Al mismo tiempo, la evidencia de que el cambio climático está incrementando la recurrencia de los eventos naturales, tales como sequías e inundaciones, en diversas partes del mundo, ha reforzado el sentido de urgencia por abordar este aspecto tanto por parte de la comunidad científica y académica como de las instituciones responsables del gobierno del territorio.

Desde mediados de la década de los ochenta, la tendencia principal en el tema de la intervención relacionada con los desastres, ha sido a favor de visiones más amplias sobre el problema y con tendencias a la formulación de políticas, estrategias e instrumentos de intervención sobre lo que hoy en día se conoce como la gestión del riesgo.

En este contexto me es muy grato presentar, como resultado del considerable éxito de la primera edición del libro publicado en el 2007, la edicción digital actualizada del texto de hidrología "Diseño Hidrológico", del prof. Ing. Sergio FATTORELLI de la Universidad de Padova y de su colega argentino Prof. Ing. Pedro FERNANDEZ, que vantan una colaboracion científica y profesional que dura desde mas de 20 años.

El manual, instrumento claro y eficaz para la solución de complejos problemas relacionados con el dimensionamiento de las obras hidráulicas, representa una importante contribución a la formación de los recursos humanos respecto a un tema estratégico a nivel mundial, favoreciendo el proficuo intercambio de conocimientos entre las comunidades científicas y técnicas de la América Latina y de Europa.

Carlos Fernandez-Jáuregui
Chief Visionary Officer (CVO)
Zaragoza, marzo de 2011

WASA-GN
Water Assessment & Advisory
Global Network

PRESENTACION

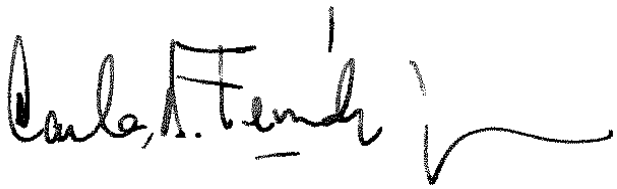
La modelación matemática de la hidrología de cuenca tiene gran importancia en la interpretación de las interacciones dinámicas producidas entre los sistemas climáticos, terrestres, edafológicos, litológicos e hidrosféricos. La modelación se ha convertido en una componente esencial del manejo integral del recurso hídrico y del medio ambiente. Como se demuestra, los modelos hidrológicos han sido aplicados de manera creciente para dirigirse un gran rango de problemas sociales y de desarrollo que incluyen agua, energía, medio ambiente y ecología.

Con el transcurso de los años los problemas ambientales y del recurso hídrico se han vuelto cada vez más complejos intensificando las demandas por soluciones más globales. Estos retos se han enfrentado con la utilización de modelos más sofisticados que no sólo simulan la hidrología de cuenca en una forma detallada, sino que simulan otras componentes del sistema ambiental e hídrico por un lado y el sistema socio-económico por el otro. Además, estos modelos están integrados con Sistemas de Información Geográfica para el manejo de bases de datos y la utilización directa de datos obtenidos de sensores remotos , produciendo resultados de fácil interpretación y utilización por parte de tomadores de decisiones.

Actualmente se conocen un gran número de modelos de manejo de cuencas que proveen un amplio rango de análisis. El número y la complejidad de softwares puede ser desmoralizante para cualquiera que trata de seleccionar y entender, a través de la gran cantidad de modelos, cual de ellos puede ser el más útil para una aplicación particular. La motivación de los Autores para la realización de este libro, surge del propósito de proveer una idea comprensiva de algunos de los modelos de computación más populares de la hidrología de cuenca. A tal fin, el objetivo de este trabajo no es solamente ilustrar algunos modelos que abarquen un rango de características como representatividad, compresibilidad, amplia y numerosa aplicabilidad, sino de acompañar al lector en aplicaciones de casos concretos, de tal manera que este pueda utilizarlos autónomamente en el futuro.

La destacada experiencia académica y la distinguida actividad de consultoría de los Autores, conocidos y estimados a nivel internacional en el campo de los recursos hídricos, es sinónimo de un éxito asegurado de esta valiosa iniciativa editorial que será de gran interés y utilidad para aquellos que deseen profundizar en el uso de la modelación hidrológica.

París, 2007



Carlos Fernandez-Jauregui
Coordinador Adjunto
World Water Assessment Programme (WWAP)
C/O UNESCO, Division of Water Sciences
1rue Miollis, 75015 Paris, France

PRÓLOGO

Este texto involucra la experiencia académica, científica y profesional de sus autores, desarrollada en buena parte en forma separada en diversos continentes, pero realizada también en forma conjunta sobre todo en el último decenio.

El objetivo de los autores no es el de escribir otro texto de hidrología, los que hay ya disponibles en idioma español de optimo nivel; sino sobre todo ofrecer un instrumento claro y eficaz bajo el perfil operativo para todos los profesionales y estudiantes que cotidianamente afrontan los problemas mas o menos complejos del **diseño hidrológico.**

Los fundamentos teóricos de este libro son desarrollados rigurosamente dentro del marco y los límites de la filosofía del texto que en ningún momento se separa del objetivo mencionado.

En la resolución de los diversos problemas resulta imprescindible, hoy en día, el uso de modelos matemáticos, aunque no están todavía del todo definidos los criterios y modalidades prácticas de selección del modelo mas apropiado a cada circunstancia.

La adopción, en realidad de un determinado instrumento de cálculo está a menudo condicionada a razones o situaciones que pueden o no suceder, por ello es frecuente que el profesional opte por el método o modelo que vio durante sus estudios universitarios sin considerar o conocer su verdadera capacidad para resolver un problema específico o también por razones comerciales en relación a la mayor presión de venta de una determinada firma de software, o finalmente a razones puramente académicas por lo que se seleccionan modelos mas recientemente propuestos aunque no suficientemente probados.

Los autores, que siempre han auspiciado el progreso científico en el desarrollo de los modelos mas avanzados han querido realizar una selección, sobre la base de su experiencia, de aquellos modelos que mejor responden a criterios no solo de probada confiabilidad y de uso difundido sino también de una adecuada disponibilidad de buena documentación para el usuario y finalmente de una continua actualización tanto en las metodologías técnicas como informáticas.

Por estas razones se le asigna particular importancia al contenido del CD, que acompaña al texto. Este CD contiene los modelos seleccionados en base a los criterios descriptos y en los que, junto al desarrollo de las principales características de los mismos se ha incluido una completa aplicación del modelo obtenida de proyectos reales y donde se incluyen: El elenco de datos de entrada (input), presentación y análisis de los resultados (output) y valores de parámetros. De modo de introducir al lector en las aplicaciones de cada modelo.

Teniendo presente que la teoría expuesta en el texto, no cambia tan rápidamente como los modelos, se ha previsto una actualización frecuente del CD manteniendo por mas largo tiempo la edición del texto impreso.

Mendoza, Argentina
Padova, Italia
Febrero del 2007. Los Autores

NOTA A LA EDICION DIGITAL

Esta edición digital, incluida en la biblioteca virtual del Water Assessment & Advisory Global Network, es, a todos los efectos, una segunda edición del manual "Diseño Hidrológico" *publicado en Febrero de 2007, con la revisión de los errores de impresión que, invevitablemente afectan la primera edición de un texto, y la nueva edición de algunas partes del texto mismo.*

A este propósito, los autores desean agradecer ***BETA Studio de Padova (Italia)*** *por la disponibilidad de aplicaciones de modelos que se presentan en el CD,* ***Francesca Longhini*** *y* ***Gabriel Kaless*** *por la meticulosa revisión del testo, y* ***Luis Fornero*** *por las sugerencias ofrecidas también en esta edición.*

Los autores, que dedican la presente edición digital a la tercera generación de su familia, Giulio y Gabriele, Aldana, Maximiliano Ramiro y Tomas, por su permanente cariño, esperan que el manual sea todavía util para las nuevas generaciones que se aproximan a los importantes problemas que afectan los recursos hídricos y ambientales.

Mendoza, Argentina
Padova, Italia
Mayo del 2011. *Los Autores*

INDICE

Página

INTRODUCCION A LA EDICION DIGITAL

PRESENTACION

PROLOGO

CAPITULO 1

Introducción 19
Desarrollo de las Ciencias del Agua 20
El Ciclo Hidrológico 23
Distribución Estática del Agua sobre la Tierra 25
Balance Hidrológico 27
Acciones para el Agua 29

CAPITULO 2

Principios Hidrológicos Básicos 33
Precipitación 33
Agua en el Suelo 40
Escorrentía 74

CAPITULO 3

Mediciones Hidrológicas 79
Introducción 79
Mediciones Puntuales 79
Mediciones de Nieve 83
Evaporación 83
Mediciones de Niveles en Cursos de Agua (ríos, canales) ó cuerpos de agua (lagos) 85
Medición de caudales 87
Sistemas Telemétricos 94
Redes de Medición
Regionalización de Redes 94

CAPITULO 4

Probabilidad y Estadística en Hidrología 105
Datos Hidrometeorológicos 105
Parámetros Estadísticos 109
Probabilidad 116
Análisis de Frecuencia 118
Distribuciones de Probabilidad 127
Ajuste de la Distribución. Estimación de Parámetros 175
Test de Bondad de Ajuste 180

Datos Atípicos (Outliers) 183
Análisis de Frecuencia con Poblaciones Diversas 185

Página

CAPITULO 5

Análisis de Correlación y Análisis Regionales 189
Correlaciones Simples y Múltiples 189
Curva de Duración de Caudales (CDC) 196
Curva de Masa 215
Análisis de Lluvias 216
Ciclos y Tendencias 233
Análisis Regional de Caudales Máximos, Indice de crecientes 242
Precipitación Máxima Probable Meteorológica 244
Creciente Máxima Probable 251
Generación Regional de Temperaturas 252

CAPITULO 6

La Cuenca y sus Características Geomorfológicas 255
Red de Drenaje 256
Planteamiento General 258
Escalas de Trabajo de los Estudios Hidrológicos 258
Parámetros Geomorfológicos Básicos 259
Tiempo de Concentración 267
Leyes de Hack 268

CAPITULO 7

Modelación de Cuencas 273
Clasificación de los Modelos 276
Hidrograma 278
Selección de un Método de Hidrograma Unitario 326
Modelos de Eventos 327
Selección de Modelos de Eventos, Aplicación y Calibración 350
Modelos de Simulación Contínua 352
Modelos Semi distribuidos y Distribuidos 356
Selección de Modelos Continuos 359
Modelación de Cuencas con Datos insuficientes 362
Estimación de Caudales de Crecientes 363
Método Racional 366
Estudios Regionales para Cálculos de Caudales Máximos 370

CAPITULO 8

Modelos de Tránsito de Ondas en Ríos 375
Métodos Hidrológicos 376
Métodos Hidráulicos 392
Selección de Métodos 413
Modelos 418

CAPITULO 9

Página

Modelos de Embalses y Lagunas de Laminación 433
Clasificación 433
Dimensionado de Embalses 434
Altura Definitiva y Normas de Operación 447
Tránsito de Crecientes en Embalses 447
Modelos 451
Lagunas de Laminación o Amortiguación 452

CAPITULO 10

Modelos de Rotura de Presas, Terraplenes y Márgenes 455
Diques Naturales 458
Estimación aproximada de las Descargas Potenciales Máximas producidas por Rotura de Presas 463
Modelos 466

CAPITULO 11

Modelos Hidrología Urbana 471
Planeamiento del Sistema de Desagüe Pluvial 471
Sistemas de Drenaje Urbano 472
Planes Maestros 473
Información requerida para el Diseño de un Sistema de Desagües Pluviales Urbanos 474
Redes de Riego como Sistemas de Drenaje Pluvial 488
Modelos 489
El crecimiento Urbano y los Desagües Pluviales 490
Efectos Hidrológicos de la Urbanización 492

CAPITULO 12

Modelos de Cuencas Nivales 495
Hidrología Nival 495
Precipitación Nival 496
Manto de Nieve (“Snow Pack”) 497
Fusión Nival 506
Análisis Estadísticos 517
Análisis de Escorrentía para Pronósticos de Ingeniería 518
Metodología y Criterios de Selección de Modelos 520
Modelos 533

CAPITULO 13

Análisis de Riego Hidrológico 543
El Riesgo Aluvional 544

Riesgo de Falla de Estructuras y Relación entre Riesgo y Costo 546
Evaluación del Riesgo 548

Página

Evaluación de Vulnerabilidad, Zonificación del Riesgo 550
Determinación de Zonas Vulnerables y Evaluación de Daños 557
Evaluación de Daños 558
Diseñar Medidas de Control 560
Sistemas de Información Geográfica 562
Modelos 568
Metodología para la Ejecución de Estudios de Factibilidad de Planes de Reducción de Daños por Inundaciones 571

CAPITULO 14

Sistemas Telemétricos de Monitoreo Hidrometeorológico 575
Hidrología Clásica e Hidrología Operativa 576
Monitoreo Hidrometeorológico 580
Sistemas de Alerta Temprana 590
Aplicación de Técnicas de Radar y Satélite en la Estimación de lluvias 602

NOTA FINAL

APÉNDICE A

Tabla de Unidades, Dimensiones Equivalencias

APÉNDICE B

Bibliografía

APÉNDICE C

Curricula de los autores

APÉNDICE D

Patrocinadores

INDICE DEL CD

	Página
Introducción	3
Modelos de Simulación de eventos	7
HEC-HMS (Hydrologic Modeling System)	8
HEC-1F Modelo para Simulación en Tiempo Real de Eventos de Crecientes	154
ARHymo	182
Modelos de Simulación Contínua	194
Modelo NWSRFS (National Weather Service Rivers Forecast System	194
Modelo H B V	215
Modelo HEC-HMS con el Algoritmo SMA de Simulación Continua y Fusión de Nieve	299
Modelos de Simulación Hidráulica	324
Modelo HEC-RAS (River Análysis System)	324
Modelo DAMBREAK (DAM,BREAK Flood Forecasting Model)	368
Modelos Bidimensionales	395
Modelo Sobek	395
Ejemplos Extensos	429
Estudio Regional de Lluvias	429
Índice de Crecientes	467
Estudio Regional de Crecientes	477
Cálculo de la PMP Meteorológica	509
Cálculo del Hidrograma del SCS	523
Cálculo de CN a través de Imágenes Satelitales	526
Cálculo del Hidrograma de Proyecto de una Cuenca	528
Cálculo Manual del Tránsito de la CMP por un embalse	531
Relleno y Generación de Series de Temperaturas Medias Diarias	534
Caracterización de Tormentas productoras de Aluviones	539
Desarrollo y Aplicación del Método de Pronóstico Cuantitativo de la Precipitación Convectiva (QPF)	548

PRIMERA PARTE

CONCEPTOS BÁSICOS

(Capìtulos 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6)

1

Introducción

La hidrología es una ciencia que trata los fenómenos naturales involucrados en el ciclo hidrológico. El diseño hidrológico busca interpretar y cuantificar esos fenómenos, con el fin de proporcionar un soporte a estudios, proyectos y obras de ingeniería hidráulica, de infraestructura y de medio ambiente.
El desarrollo de la tecnología digital ha permitido a la hidrología alcanzar altos niveles de confiabilidad y consecuentemente, convertirse en un elemento clave en múltiples estudios y proyectos relacionados con el uso, manejo y control del agua.
Algunas de las múltiples aplicaciones globales del diseño hidrológico relacionados con el control y uso del agua son:

- Diseño de obras hidráulicas.
- Dimensionado de embalses y sus estructuras.
- Estudios de impacto ambiental.
- Diseño de desagües pluviales urbanos.
- Diseño de estructuras viales (puentes, alcantarillas...).
- Estudios de áreas inundables y riesgo de inundaciones.
- Estudios de las crecientes.
- Estudios de disponibilidad hídrica y de sequías.
- Pronósticos de escurrimientos en cuencas nivales y pluviales.
- Pronósticos hidrológicos en tiempo real y sistemas de alerta temprana de crecientes.
- Estudios de transporte de sedimentos.

El diseño hidrológico tiene como objetivo la recolección de datos, su análisis y procesamiento posterior, por medios matemáticos o estadísticos, para transformar los datos en información confiable que permita obtener la solución a problemas de ingeniería.

1.1. DESARROLLO DE LAS CIENCIAS DEL AGUA

Hablar del desarrollo de las ciencias del agua, es hablar de la historia de la humanidad; en el presente libro se hace referencia a los temas de la hidráulica y la hidrología, dejando de lado otras extensas ramas de las ciencias del agua. (Irrigación, Oceanógrafia).
Desde el principio las civilizaciones siempre han estado ligadas al agua, por ello no es ninguna sorpresa que las evidencias de grandes civilizaciones antiguas se hayan encontrado a lo largo de las márgenes de ríos. El Tigris y el Eufrates en la Mesopotamia, el Nilo en Egipto, el Indus en la India, el río Amarillo en China, el Tiber en Italia; por cierto que también existieron grandes civilizaciones que dependieron más de las aguas de lluvias, como la antigua Grecia o aquellas que usaron también fuentes de aguas subterráneas como los Persas.
Los Egipcios hicieron mediciones de los niveles de las inundaciones del Nilo, desde 3000 años antes de Cristo y las relacionaron con predicciones sobre las condiciones de vida en los meses siguientes y para ello construyeron estructuras especiales llamadas "Nilómetros". Una de las más famosas es la de Roda. Plinio el viejo, cuenta sobre la relación entre los niveles que alcanzaba el río y lo que se podía esperar para las condiciones de vida de la temporada siguiente. Estas civilizaciones construyeron importantes obras de irrigación.

Varios pensadores de la antigüedad hicieron especulaciones sobre el concepto del ciclo del agua o ciclo hidrológico. En la civilización occidental en Grecia, los primeros estudios fueron los de Aristóteles (nacido en la Macedonia en el 385 antes de Cristo) quien estableció conceptos sobre el ciclo hidrológico, pero con algunos criterios erróneos. Theofrasto, discípulo y continuador de Aristóteles, describió correctamente el ciclo hidrológico y dio explicaciones sobre la formación de las nubes y las precipitaciones.

La civilización romana marcó un hito fundamental en la práctica de las construcciones hidráulicas basadas en criterios empíricos más bien de tipo constructivo. Los acueductos romanos son considerados una de las maravillas de la ingeniería de la antigüedad, por ejemplo el acueducto de "Acua Marcia" (construido 140 años antes de Cristo) tenía 60 km de longitud de los cuales 50 eran galerías subterráneas y 10 galerías sobre arcos.

Cuatrocientos años después de Cristo, Roma era abastecida por 14 acueductos cuyas fuentes se originaban en manantiales, aguas subterráneas y en el río Tiber que proveían de agua corriente a 11 termas, 2000 fuentes y 926 casas particulares. Las termas tenían provisión de agua fría y caliente y salas con calefacción. Además, en Roma tenían un completo sistema de cloacas. Sistemas de desagües urbanos que aún hoy son eficientes, existen en ciudades de Europa que pertenecieron al Imperio Romano. Adicionalmente, los ingenieros romanos hicieron importantes contribuciones acerca de los métodos para explotar acuíferos.

Desde el punto de vista científico, una de las contribuciones más importantes a las ciencias del agua en la antigüedad fue la de Archímedes. Archímedes (287-212 antes de Cristo) nacido en Siracusa (Sicilia) fue el creador de la hidrostática y estableció correctamente el principio de la flotación de los cuerpos (principio de Archímedes). Realizó ensayos relacionando el peso específico de metales (oro y plata) con el volumen de agua que desplazaban al ser sumergidos. Sus principios fueron demostrados, más detalladamente luego por Galileo diecisiete siglos después.

El período mencionado y hasta el año 1400 después de Cristo, poco se adelantó en el avance de estas ciencias. A fines de la Edad Media, durante el renacimiento, las grandes universidades como Bologna, Paris, Padua, Salamanca, entre otras, iniciaron un cambio gradual desde los conceptos puramente filosóficos de la hidrología hacia una ciencia de la observación. A continuación se mencionan algunos de los personajes que contribuyeron con este desarrollo.

- Leonardo da Vinci (1452-1519): Expresó conceptos de la ley de continuidad y del flujo del agua en canales, y sugirió diseños de máquinas hidráulicas. Realizó los primeros ensayos de medición de la velocidad del agua en canales. Los escritos de Leonardo contienen más referencias de la hidráulica que de cualquier otra materia. Con él se inicia el método experimental.
- Galileo Galilei (1564-1642): Estimuló los estudios de hidráulica experimental, defendiendo y perfeccionando matemáticamente las teorías de Archimedes sobre flotación de los cuerpos, y refutó la teoría de Aristóteles.

A partir de 1600, el desarrollo de las ciencias del agua fue más importante en hidráulica con grandes avances en la fase experimental, lo que permitió formular leyes que dieron muchas de las bases de la hidráulica moderna referente al movimiento del agua en canales, tuberías y flujo subterráneo. Personajes como Torricelli, Mariotte, Pascal, Newton, Bernoulli, Manning, Darcy, Reynolds, Saint-Venant , entre otros, intuyeron leyes con métodos experimentales que hoy son básicas para la hidráulica.

En hidrología, entre 1600 y 1700 se intensificó el período de mediciones y el desarrollo de aparatos más sofisticados como pluviógrafos basculantes y correntómetros, para medir lluvias y velocidades del agua en ríos y canales, respectivamente.

El naturalista francés Pierre Perrault (1608-1680) midió sistemáticamente la lluvia y la escorrentía. Hizo sus estudios en la cuenca del río Sena y concluyó que alrededor de una sexta parte del agua que cae como lluvia y nieve es suficiente para generar el caudal del río.

El astrónomo inglés Edmond Halley (1656-1742) descubrió, en 1682, el gran cometa que lleva su nombre. Entre 1686 y 1715 realizó importantes estudios sobre la evaporación en el Mediterráneo, aclarando los conceptos del ciclo hidrológico en relación con la evaporación del agua en los océanos y finalmente explicando "el gran fenómeno del equilibrio de los mares" (los océanos producen el 90% de la evaporación en el globo terráqueo).
A partir de principios del siglo XX y más específicamente a partir de 1930, la disponibilidad sistemática de datos hidrométricos y climáticos se hace más evidente, lo que generó un acopio de información que a su vez estimuló a los hidrólogos a usar métodos estadísticos, para su interpretación y extrapolación.
Desde 1930 hasta 1970, aproximadamente se dan las bases científicas de la hidrología (Sherman, 1932, el Hidrograma Unitario; Richards; 1931, las Ecuaciones del flujo subterráneo; Horton, 1933, la Teoría de la Infiltración y en 1945 el análisis de la red de drenaje de la cuenca; Gumbel, 1941, propone la aplicación de las leyes de valores extremos en los estudios hidrológicos). Estos y muchos otros desarrollos transcendieron en este período transformándolo en uno de gran riqueza. Los aportes de organismos Internacionales, pertenecientes a Estados Unidos y a Europa, ligados a estudios hidráulicos, hidrológicos, geológicos y agronómicos fueron realmente notables. Sin embargo, lo que marcó la evolución de la hidrología fue la incorporación de la tecnología digital. Esto significó para la hidrología la posibilidad de simular mediante modelos matemáticos, condiciones y situaciones de eventos naturales cuya secuencia y magnitud no necesariamente se habían registrado en el pasado.
La frustración que se tenía de conocer leyes y ecuaciones insolubles numéricamente, como las de Saint-Venant-para el movimiento no permanente en canales, se esfumó con la aparición de los ordenadores digitales y su prodigiosa capacidad. Pero lo más sorprendente, es que aquellos observadores de la naturaleza, de los siglos XIV al XIX con medios elementales intuyeron, describieron, y expresaron matemáticamente leyes y ecuaciones, que hoy podemos verificar como correctas, pero que ellos no pudieron soñar con el valor de las mismas. Dejando en claro que la modelación matemática al igual que la modelación física, en hidráulica, sólo es valiosa cuando el modelo se calibra y se valida con datos reales. Se llega entonces al desarrollo pleno de la hidrología de fines de la década de 1970. Pero faltaba todavía un aporte más, la posibilidad de conocer los eventos naturales registrados simultáneamente en lugares distantes (caudales en las altas cuencas, lluvias y temperaturas en sitios remotos), es decir, en el mismo momento en que el evento se produce en un sitio, el hidrólogo tiene la posibilidad de obtener los datos y tomar decisiones importantes en el momento y en el lugar adecuados. Nace así la hidrología en tiempo real que puede integrar la modelación matemática con los modernos sistemas de comunicaciones (terrestres, satélites-microondas, telefonía celular) (Fernandez et al, 1999).
Sin embargo, no basta tener la información, es necesario contar con profesionales capaces de hacer un uso inteligente de la misma. Todas las herramientas disponibles actualmente ayudan a analizar volúmenes de datos que antes era imposible. Pero esos datos (que luego serán información) deben de ser recolectados de una manera adecuada, mediante la medición, procesamiento y análisis sistemático de la información, con el fin de obtener resultados confiables al hacer uso de la tecnología digital.

1.2. EL CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico se define como la secuencia de fenómenos por medio de los cuales el agua pasa de la superficie terrestre, en la fase de vapor, a la atmósfera y regresa en sus fases líquida y sólida.
La transferencia de agua desde la superficie de la Tierra hacia la atmósfera, en forma de vapor de agua, se debe a la evaporación directa, a la transpiración por las plantas y animales y por sublimación (paso directo del agua sólida a vapor de agua). La cantidad de agua movida, dentro

del ciclo hidrológico, por el fenómeno de sublimación es insignificante en relación a las cantidades movidas por evaporación y por transpiración, cuyo proceso conjunto se denomina evapotranspiración. El vapor de agua es transportado por la circulación atmosférica y se condensa luego de haber recorrido distancias que pueden sobrepasar 1000 km. El agua condensada da lugar a la formación de nieblas y nubes y, posteriormente, a precipitación.

La precipitación puede ocurrir en la fase líquida (lluvia) o en la fase sólida (nieve o granizo). El agua precipitada en la fase sólida se presenta con una estructura cristalina, en el caso de la nieve, y con estructura granular, regular en capas, en el caso del granizo. La precipitación incluye el agua que pasa de la atmósfera a la superficie terrestre por condensación del vapor de agua (rocío) o por congelación del vapor (helada) y por intercepción de las gotas de agua de las nieblas. El agua que precipita en tierra puede tener varios destinos. Una parte es devuelta directamente a la atmósfera por evaporación; otra parte escurre por la superficie del terreno, escorrentía superficial, que se concentra en surcos y va a originar las líneas de agua. El agua restante se infiltra penetrando en el interior del suelo; esta agua infiltrada puede volver a la atmósfera por evapotranspiración o profundizarse hasta alcanzar las capas freáticas.

Tanto el escurrimiento superficial como el subterráneo van a alimentar los cursos de agua que desembocan en lagos y en océanos. La escorrentía superficial se presenta siempre que hay precipitación y termina poco después de haber terminado la precipitación. Por otro lado, el escurrimiento subterráneo, especialmente cuando se da a través de medios porosos, ocurre con gran lentitud y sigue alimentando los cursos de agua mucho después de haber terminado la precipitación que le dio origen.

Las Figuras 1.1 y 1.2 son una representación muy simplificada de los procesos del sistema hidrológico general. Se puede suponer con fines didácticos que el ciclo empieza con la evaporación del agua de los océanos. El vapor del agua que resulta de la evaporación es trasladado por las masas de aire en movimiento y puede enfriarse, condensar y formar nubes. Si las condiciones son favorables al proceso de condensación continúa y aumentan los núcleos hasta que alcancen una dimensión suficiente para precipitarse. Parte de esta precipitación puede evaporarse en la atmósfera antes de llegar a la superficie de la tierra. Una gran parte de la precipitación cae directamente sobre los océanos y otra parte cae en la tierra.

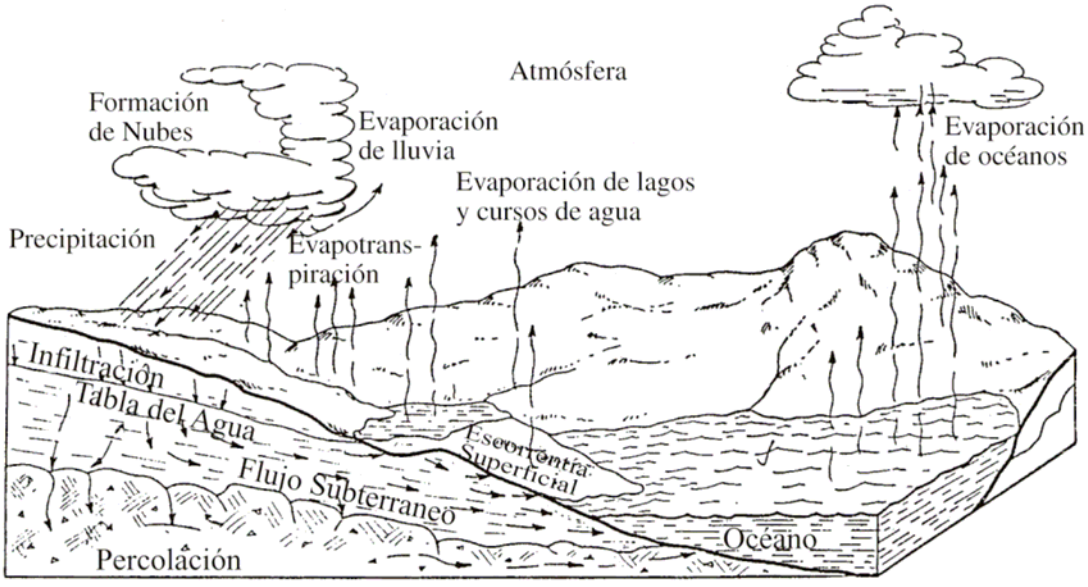


Figura 1.1 Representación pictórica del ciclo hidrológico

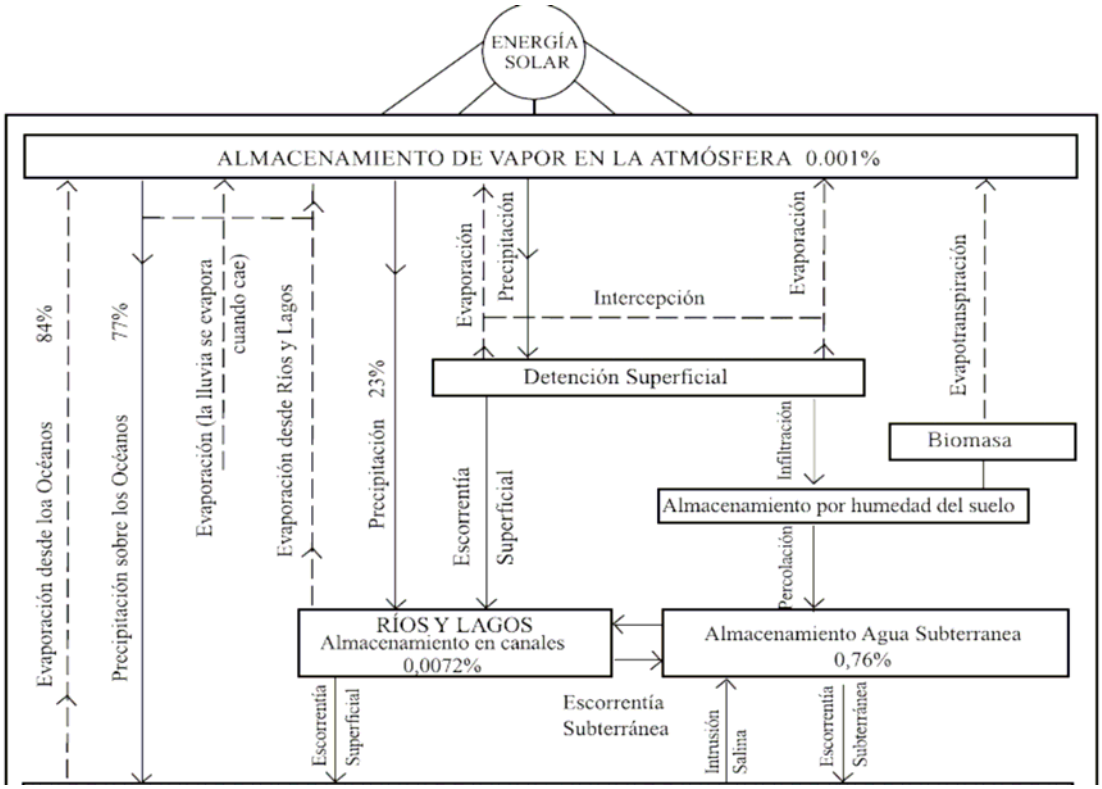


Figura 1.2 Representación esquemática del ciclo hidrológico

1.3. DISTRIBUCIÓN ESTÁTICA DEL AGUA SOBRE LA TIERRA

El 97% del agua del planeta se encuentra en los océanos, mientras que el restante porcentaje se reparte entre: lagos y ríos (0.02%), capas y humedad del suelo (0.58%), nieves y glaciares (2.0%) y la atmósfera (0.001%). Sólo un 2.5% del total de agua es dulce y sirve para consumo humano: un 0.76% de aguas subterránea; un 1,7 % de hielo polar; un 2.01 % de hielo no polar (glaciares) y nieve;un 0.02de lagos dulces y ríos, un 0,001% de aguas atmosféricas; un 0,0068% de otros (Figura 1.3).

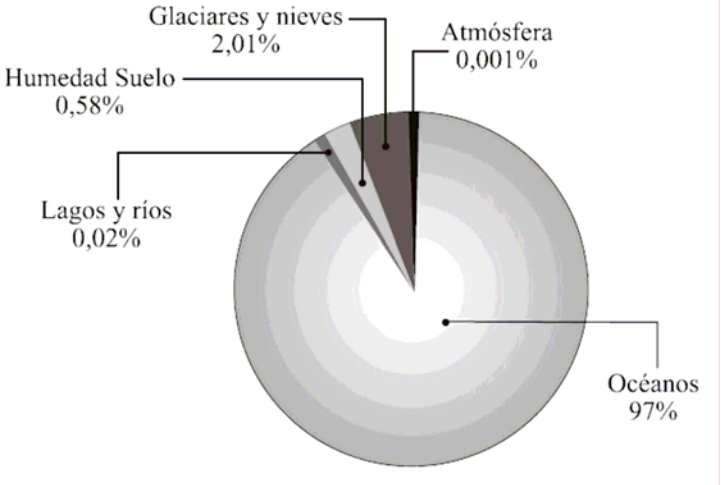


Figura 1.3 Esquema de distribución estática del agua sobre la tierra

Considerando el agua no salina como el 100 %, el 68.0 % corresponde al agua de los polos y 30,8 % al agua subterránea, superficial y atmosférica, agua dulce incluye: aguas subterránea 0.76; hielo polar 1.7; hielo no polar (glaciares) y nieve 0.025; lagos dulces 0.007; ríos 0.0002; aguas atmosféricas 0.001; otros 0.0068.
Considerando la precipitación (23 %) a nivel continente, se tiene que 16% es evaporación y 7% escorrentía (Figura 1.4, fuente UNESCO).

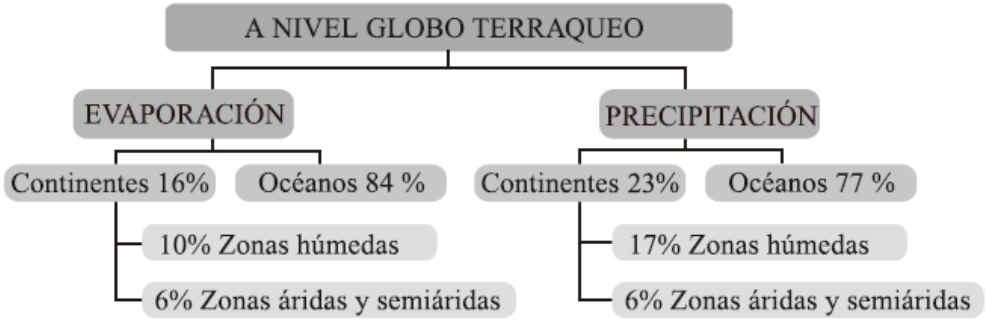


Figura 1.4 Distribución del agua en el globo terráqueo considerando componentes del balance hídrico

1.4. BALANCE HIDROLÓGICO

El Balance Hidrológico relaciona las variables que intervienen en el ciclo hidrológico: precipitación, evapotranspiración, escurrimiento superficial, almacenamiento superficial y subterráneo y flujo de agua subterránea. Se aplica cuando se realiza una distribución de los recursos hidráulicos a nivel global, o en cuencas particulares. Es imprescindible en los estudios de regulación de embalses y en los proyectos de suministro de agua para acueducto, riego y generación hidroeléctrica.
El cálculo del balance hídrico en una cuenca o en una región determinada permite obtener información sobre: el volumen anual de escurrimiento o excedentes; el período en el que se produce el excedente y por tanto la infiltración o recarga del acuífero; y el período en el que se produce un déficit de agua o sequía y el cálculo de demanda de agua para riego en ese período.
El establecimiento de un balance supone la medición de flujos de agua (caudales) y almacenamientos de la misma (niveles). Se pueden establecer balances de forma general, incluyendo aguas superficiales y subterráneas y parciales de sólo aguas superficiales, de un acuífero, del agua del suelo, etc. En cualquier caso, a la hora de establecer el balance se examinan las entradas y las salidas en el sistema analizado (Figura 1.5), es decir, se aplica la Ecuación de Continuidad sobre un volumen de control delimitado por una superficie de referencia a través de la cual el agua se mueve desde la parte interna a la externa y viceversa, siendo un sistema abierto a flujos de masa, cantidad de movimiento y de energía. Así, el balance se reduce a la cantidad de agua que queda almacenada:

Entrada - Salida = Variación del almacenamiento

Basándose en lo anterior y considerando el volumen de control mostrado en la Figura 1.6, la ecuación general del Balance Hidrológico en una cuenca determinada tiene la siguiente forma:

$$P - Q - G = ET + \Delta S \qquad (1.1)$$

$$\Delta S = P - Q - G - ET \qquad (1.2)$$

Donde: P es la precipitación en el período seleccionado.
Q es el caudal superficial que sale de la cuenca que se analiza.
G constituye el flujo neto de aguas subterráneas desde la cuenca hacia el exterior.
ET representa la evapotranspiración real en la cuenca.
ΔS es el cambio en almacenamiento superficial (en los cuerpos hídricos superficiales o en el manto nieve) y subterráneo (la fracción de agua en la zona no saturada del suelo y el acuífero). Incluye almacenamiento en cauces, embalses, suelo y acuíferos.

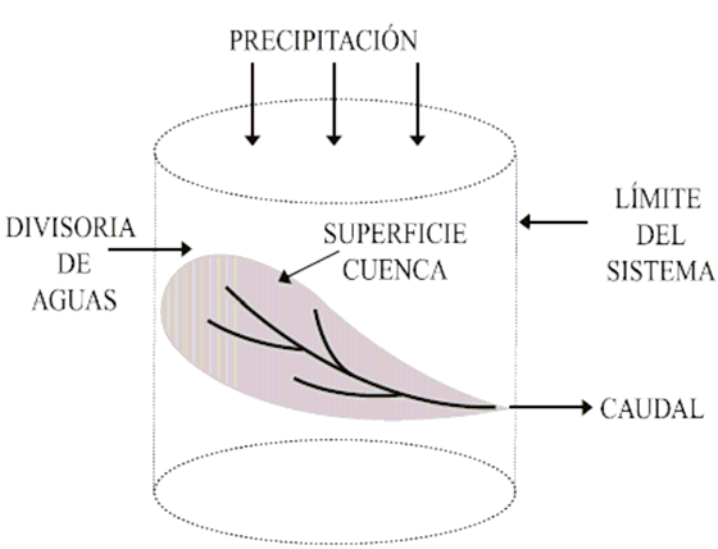


Figura 1.5 Ejemplo de un volumen de control en una cuenca hidrográfica donde se tiene como entrada la precipitación y salida el caudal Q(t)

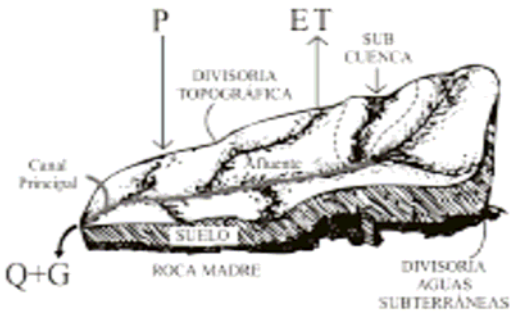


Figura 1.6 Representación esquemática del balance hidrológico en una cuenca

1.5. ACCIONES PARA EL AGUA

La disponibilidad actual de los recursos hídricos respecto a la población mundial es la siguiente: Asia tiene el 60% de la población y sólo el 36% del recurso hídrico; Europa posee el 13% de población y el 8% del recurso hídrico; en África vive el 13% de la humanidad y tan sólo se dispone del 11% del agua; en cambio, en América del Norte y Central reside el 8% de la población y ésta disfruta del 15% del recurso hídrico; y, finalmente, América del Sur tiene únicamente el 6% de la población del mundo, pero disfruta del 26% del recurso hídrico. Como puede apreciarse, el agua efectivamente es y seguirá siendo una fuente de poder, así como un elemento susceptible de generar conflictos entre países, departamentos, provincias, ciudades, e incluso barrios de la misma población. Es evidente que, gracias al desarrollo del conocimiento en el área de las ciencias del agua, se sabe con mayor claridad qué continentes están más expuestos a posibles conflictos en función de su elevada población y su disponibilidad del recurso hídrico.

Por otro lado, la demanda promedio de agua durante los años ochenta fue del orden de los 2800 km^3 anuales; sin embargo, el suministro anual fue de aproximadamente de 42000 km^3 (Fernandez Jáuregui, 1999). A partir de estos datos, se observa que, en términos de cantidad, la oferta supera a la demanda y, por tanto, podría preverse que en un futuro no habrían de producirse problemas. Ahora bien, en términos de continentes, ésta situación no se da. En términos globales, se puede afirmar que el uso del recurso hídrico está distribuido en un 75% para la agricultura, un 22% para industria y minería, y solo un 4% para el consumo doméstico en las ciudades.

La administración de un recurso tan frágil como es el hídrico obliga a compatibilizar los conceptos de cuenca (en la que se desarrolla el ciclo hidrológico) y el de país o divisiones políticas menores (donde se aplica una actividad de carácter nacional o local). Con los antecedentes indicados se puede decir que la gestión de los recursos hídricos debe relacionar o articular la oferta de los recursos (correspondiente al área de las ciencias naturales) con la demanda de la población (estudiada por el área de las ciencias sociales), en función de la utilización de la ciencia y la tecnología (Figura 1.7). (Fernandez Jáuregui, 1999).

Los últimos estudios relativos a la cuantificación de los recursos hídricos muestran que la cantidad de agua en el planeta se mantiene constante, pero que sin embargo la calidad se deteriora, dando lugar a una disminución del recurso hídrico en términos de su oferta. A su vez, la demanda del recurso hídrico se incrementa proporcionalmente al crecimiento de la población, lo cual hace suponer que un exceso o déficit de la oferta del recurso hídrico da lugar a un conflicto social. Si se acepta que la tendencia de la demanda será siempre a aumentar, llegará un momento en el que la demanda será siempre mayor que la oferta.

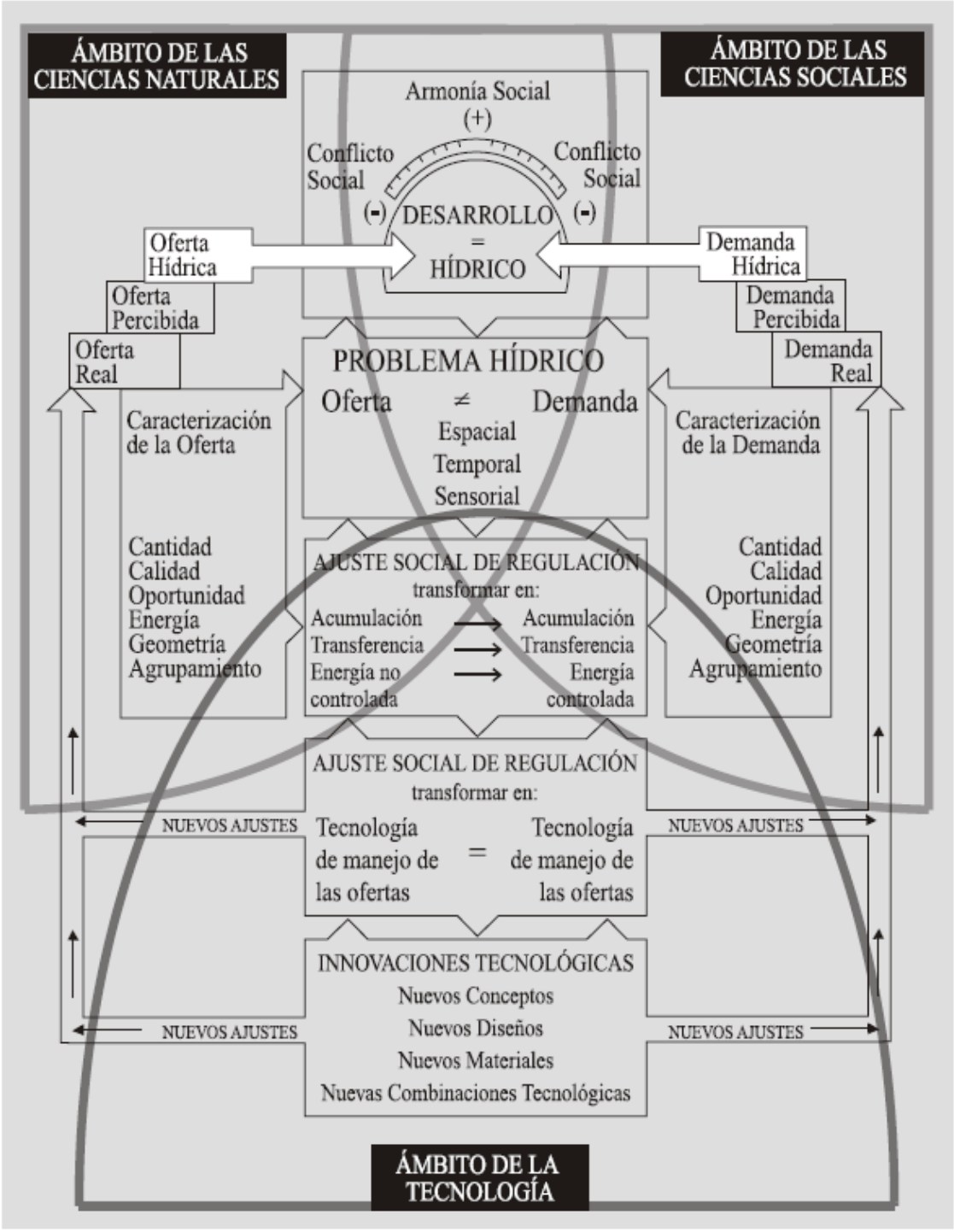


Figura 1.7 Gestión de los recursos hídricos (Fernández- Jáuregui, 1999)

Ante esto, la única alternativa sería el desarrollo de técnicas eficientes para restaurar el sistema y establecer un equilibrio dinámico entre la oferta y la demanda, dando lugar a una armonía social. El agua es un asunto de todos; considerando que cada uno, como individuo, en las comunidades organizaciones privadas y públicas, gobiernos, y organizaciones internacionales, ha de asumir sus responsabilidades para conseguir un mundo con garantía de agua, existen acciones claves a desempeñar.

- Los gobiernos y autoridades locales han de reconocer la importancia que tiene el agua para el desarrollo y para la reducción de la pobreza, volviéndole a dar al agua toda su importancia en las estrategias y esquemas que preconizan las directrices para todos los sectores.
- Los gobiernos y autoridades locales han de incrementar sus inversiones en el desarrollo del sector del agua.
- Las instituciones financieras internacionales y los donantes particulares han de dar prioridad a los países que se enfrentan a sus responsabilidades ante el agua, tal y como se ha enunciado más arriba.
- Los gobiernos e instituciones financieras internacionales han de adoptar medidas para atraer la financiación para las infraestructuras, necesarias• Las instituciones internacionales han de profundizar su comprensión y acrecentar la sensibilización del público ante las utilidades del agua y una mejor gestión del agua.
- Los servicios de aguas han de mejorar la calidad y eficiencia del abastecimiento, del funcionamiento y del mantenimiento.
- Las Naciones Unidas, en la preparación de la declaración para el Decenio de Educación para el Desarrollo Sostenible, han de tener en consideración la importante función que desempeña el agua en el desarrollo sostenible.
- Los gobiernos han se centrarse en el perfeccionamiento de las competencias de las nuevas instituciones creadas por la descentralización, y de las nuevas funciones y tareas que tienen asignadas.
- Los gobiernos, la industria, la agricultura y las personas han de contribuir, en sus vidas cotidianas, a la erradicación de la contaminación existente y asegurarse de que el desarrollo no cause una agravación de la contaminación.
- Las organizaciones comunitarias y las organizaciones no gubernamentales, los sectores privados y públicos, las administraciones locales y los gobiernos nacionales han de trabajar conjuntamente para lograr una mejor gestión del agua, pues el agua es asunto de todos.
- Las instituciones internacionales han de facilitar la cooperación mediante una gestión en común de los sistemas transfronterizos del agua.
- Los responsables de los sectores del agua, en colaboración con los científicos que trabajan en los temas del agua y el clima, han de desarrollar medios para una mejor adaptación a la variabilidad del clima y reducir los sufrimientos humanos causados por las inundaciones y las sequías.

Las instituciones internacionales han de implementar un sistema internacional de seguimiento del estado de los recursos hídricos, de las actividades en el sector y de los progresos con respecto a los Objetivos de Desarrollo del Milenio.

Algunos índices que sirven para visualizar y diagnosticar la situación (Fernandez Jauregui 1999) son:

- Índice de almacenaje - caudal: es la capacidad nacional de almacenaje respecto a la dotación anual promedio de agua ofrecida. Este índice indica la capacidad de la infraestructura hidráulica para cubrir la fluctuación. Valores altos de este índice dicen que el país puede sobrellevar o afrontar una eventualidad extrema.
- Coeficiente de variación de la precipitación: es la desviación estándar de la precipitación anual respecto al valor medio de la precipitación. Este coeficiente indica el grado de variabilidad y sensibilidad; cuanto más alto es el valor, más variable es la precipitación.
- Dependencia de la importación: es el porcentaje de la oferta de agua que escurre de fuentes externas. Indica la seguridad geopolítica del país en recursos hídricos. Un porcentaje alto significa gran vulnerabilidad.

- Índice de uso - recursos hídricos: es la relación entre el total del agua utilizada, respecto a la disponibilidad anual de recursos hídricos. Indica la presión que se ejerce sobre los recursos hídricos de un país.
- Ingreso promedio: es el PIB per cápita, que indica la capacidad de un país para enfrentarse a problemas hídricos y a su incertidumbre.

Una vez definidos los índices se pueden establecer criterios para clasificar las situaciones en términos de conflicto o de tensión. De esa forma, se puede fijar un sistema basado en jerarquías y, posteriormente, analizarlas según su prioridad y proponer soluciones, utilizando cualquier método de desarrollo multiobjetivo y multidimensional de la gestión de los recursos hídricos.

2

Principios Básicos Hidrológicos

En este capítulo, se estudiaran las características, procesos y componentes que intervienen en el balance hidrológico.
En general todos los procesos hidrológicos se pueden caracterizar como estocásticos deterministicos o una combinación de ambos.

2.1. PRECIPITACIÓN

Las nubes son arrastradas por los vientos, algunas permanecen sobre los océanos y, otras, son trasladadas hacia los continentes. En estos movimientos pueden enfriarse, por medio de los cuales las gotitas que forman las nubes se pueden agrandar, ya sea porque se juntan entre ellas o porque se aglomeran alrededor de partículas que flotan en la atmósfera. Al agrandarse, las gotas de agua caen por su propio peso hacia la superfice de la Tierra, provocando las precipitaciones.
Las precipitaciones que se producen con temperaturas sobre 0ºC, caen en forma de lluvia. Las gotas de lluvia se congelan si la temperatura es bajo 0ºC y la precipitación es en forma de nieve o de granizo, estado sólido del agua. En relación al diseño hidrológico, la lluvia y la nieve tienen mayor importancia. Esta última se explica con detalle en el capítulo 12.

Formación de las precipitaciones

Para que la humedad, presente en la atmósfera, se transforme en precipitación, se requieren tres condiciones: producirse un estado de saturación (generalmente por enfriamiento), un cambio de fase del vapor de agua a líquido o sólido, y un crecimiento de las pequeñas gotas o cristales de hielo que permitan su caída.
Como resultado de las dos primeras condiciones se forman las nubes, pero no necesariamente la precipitación, para que se formen gotas, de suficiente tamaño y peso deben existir núcleos de condensación, constituidos por polvo atmosférico o cristales de sales. En los procesos que inducen lluvias artificialmente, se siembran nubes (mediante cohetes ó aviones) con cristales microscópicos de sales como el ioduro de plata.
El enfriamiento se produce por efecto de ascenso de una masa de aire, el cual define los tipos de precipitaciones. Existen tres tipos de precipitaciones: ciclónica, orográfica y convectiva. A continuación se describen con mayor detalle.

Ciclónica

Resulta del ascenso de la masa de aire cálido como consecuencia de la colisión de aire cálido y liviano con aire frío y más pesado. Este proceso está asociado a zonas de baja presión atmosférica, las cuales se convierten en centros de atracción de vientos. La precipitación ciclónica puede ser no frontal y frontal.

- La precipitación ciclónica no frontal resulta de una convergencia y ascenso de la masa de aire, asociada a un área de baja presión atmosférica que produce lluvia (o nieve) de moderada intensidad, pero de considerable duración. En regiones extratropicales estas precipitaciones pueden tener una duración de 24 a 72 horas con una lluvia total de hasta 150

mm. En el caso de regiones tropicales su duración puede ser entre 12 y 24 horas con una lluvia total de hasta 350 mm.

- La precipitación ciclónica frontal está relacionada con el avance, hacia una región, de masas de aire frío (frente frío) o cálido (frente cálido).

Existe también, el encuentro de dos frentes fríos que producen el ascenso del aire cálido (frente ocluido).

Un frente se define como la superficie de separación entre masas de aire de diferente temperatura y densidad. La Figura 2.1 explica esquemáticamente los diferentes tipos de frentes y sus características en relación con la precipitación.

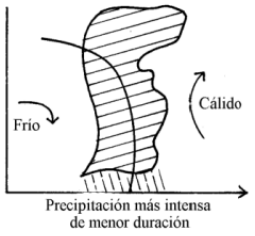
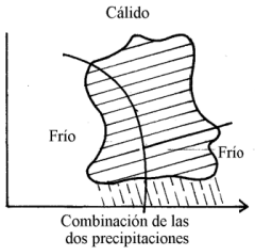
Nombre	Esquema	Velocidad	Pendiente	Extensión
Frente Cálido		15-45 km/h	1 : 100 1 : 400	300 a 500 km
Frente Frío		30-80 km/h	1 : 25 1 : 100	200 a 250 km
Frente Ocluido		10-45 km/h	ambos	600 a 800 km

Figura 2.1 Tipos de precipitaciones frontales

Orográfica

Resulta del avance de aire húmedo (generalmente desde el mar) que es obligado a ascender por efecto de una cadena montañosa. La mayor parte de la precipitación se produce a barlovento de la cadena.

Este efecto es muy notable en la zona central de Chile y Argentina. Los vientos húmedos del Pacífico al ascender, por efecto de la Cordillera de los Andes, se enfrían y condensan su humedad, siguiendo el gradiente adiabático húmedo, producen lluvia y nieve en valores que

superan los 800 a 1000 mm anuales. El mismo viento desprovisto de buena parte de su humedad desciende por el lado argentino de sotavento siguiendo el gradiente adiabático seco, adquiriendo entonces mayor temperatura e induciendo en los valles argentinos de La Rioja, San Juan y Mendoza (principalmente) condiciones de viento seco y cálido, tipo Föhen que recibe el nombre local de "Viento Zonda". Estos valles de sotavento tienen precipitaciones entre 150 y 250 mm anuales. Este efecto es muy frecuente en numerosas regiones del mundo, como la parte frontal de Los Alpes de Italia, la parte occidental de las Montañas Rocallosas en Canadá y en Estados Unidos.
En general, y salvo condiciones afectadas por fenómenos locales, las vertientes de barlovento de zonas montañosas tienen mayor nubosidad y lluvia y rangos de temperaturas menores. Las regiones de sotavento por el contrario, tienen climas más áridos y mayores rangos de temperaturas.

Convectiva

El ascenso es causado por la elevación de aire cálido y húmedo, como resultado de una inestabilidad vertical en un centro de baja presión. Es decir, es un movimiento ascendente de una masa de aire sobrecalentado.
Estas precipitaciones son muy localizadas y erráticas; se producen por nubes convectivas (cúmulo y cúmulonimbo) de gran desarrollo vertical. Estas nubes a menudo, se extienden a lo largo de la tropósfera y a veces penetran en la estratósfera. Dado que la altura de la tropósfera es menor a latitudes mayores (al acercarse a los polos), la altura de estas celdas o nubes convectivas varía con la latitud.
En latitudes de 30º a 35º pueden variar de 15 a 23 km de altura sobre el nivel del mar mientras que en latitudes de 40º ó 45º presentan elevaciones menores. Las corrientes ascendentes en el interior de la nube pueden llegar a velocidades de 30 a 100 km/hora.
Por ascenso convectivo se producen lluvias localizadas (chaparrones) de alta intensidad (40-120 mm/hora) y corta duración (30 minutos a 2 horas) con una típica distribución espacial de fuerte gradiente; son las típicas lluvias que producen granizo.
La Figura 2.2 muestra el corte de una nube convectiva típica en Mendoza (Argentina) a 33º de latitud sur, con alta intensidad de lluvia y/o granizo.
En realidad no siempre estos tipos de lluvias se presentan solas, frecuentemente vienen interrelacionadas, siendo díficil la identificación del tipo de lluvia que se presenta.

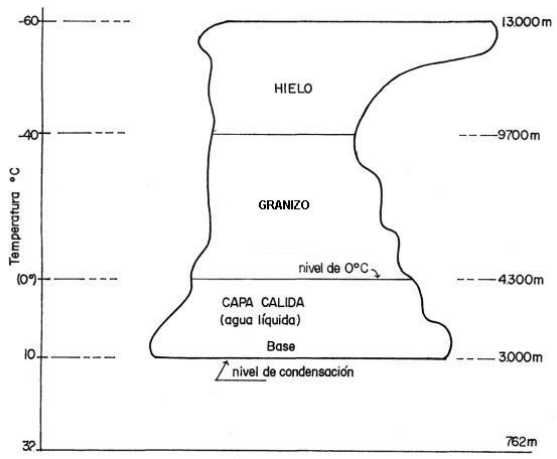


Figura 2.2 Corte transversal de una típica nube convectiva de latitudes medias 33° sur. Elevaciones expresadas en metros sobre el nivel del mar (la Figura no está a escala)

Interpretación de datos de lluvia

Para realizar una adecuada interpretación de los registros de precipitación se deben tener en cuenta la lámina, la intensidad y la duración de la lluvia, con las cuales se construyen diagramas como el hietograma que considera la distribución en el tiempo de la lluvia, o gráficos como la curva de masa de lluvia, útiles en el diseño hidrológico.

Se entiende por lámina (L) el total de la lluvia caída en determinado tiempo (1 hora-24 horas-1 mes-1 año, etc.) en un punto (lluvia puntual) o sobre un área (lámina media). Se expresa en milímetros (mm), así 1 mm de lámina sobre un área de 1 hectárea equivale a un volumen de agua de 10 m^3.

Se define duración (D) como el período de tiempo durante el cual llueve; ésta tiene importantes implicaciones en el diseño.

Se entiende por intensidad la tasa de la precipitación caída en un intervalo de tiempo (L/D) expresada generalmente en milímetros por hora (mm/hora). Es un valor importante en el diseño hidrológico, por ejemplo una lluvia de intensidad de 60 mm/día tiene efectos y consecuencias muy diferentes a una de 60 mm/hora. La lluvia en función de su intensidad, puede ser identificada como: suave (valores hasta 3 mm/h), moderada (mayor de 3 y hasta 10 mm/h) y fuerte (mayor de 10 mm/h).

La precipitación media es la lámina media caída sobre un área dada. Es común en mediciones puntuales asignar a cada punto un área de influencia donde se asume que llueve un valor igual al medido.

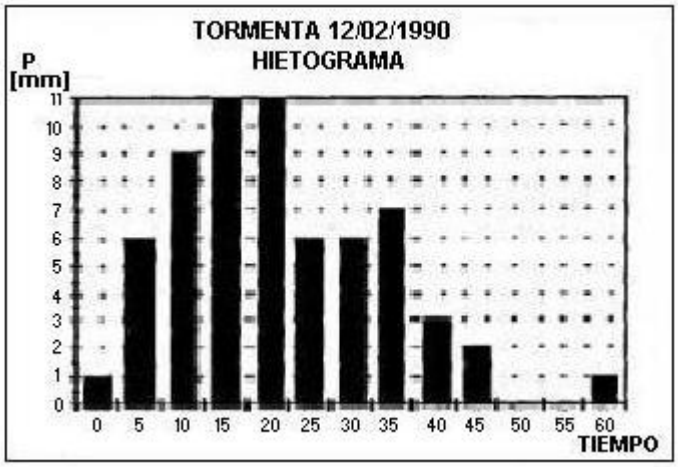
El hietograma es un gráfico de lámina o intensidad de lluvia en función del tiempo que generalmente se aplica, en diseño hidrológico, a tormentas individuales. La Figura 2.3, muestra el hietograma de una tormenta histórica del 12 de febrero de 1990 registrada en la red telemétrica del INA-CRA, en Mendoza (Argentina). En las ordenadas la lámina de lluvia para cada intervalo de 5 minutos y en las abscisas el tiempo en intervalos de 5 minutos.

La curva de masa de la lluvia es un gráfico de lámina de lluvia acumulada durante determinado tiempo.

TORMENTA DEL 12 DE FEBRERO DE 1990

HORA	TIEMPO	P [mm]	P_{AC} [mm]
20.35	0	0	0
20.40	5	1	1
20.45	10	6	7
20.50	15	9	16
20.55	20	11	27
21.00	25	11	38
21.05	30	6	44
21.10	35	6	50
21.15	40	7	57
21.20	45	3	60
21.25	50	2	62
21.30	55	0	62
21.35	60	0	62
21.40	65	1	63

DURACION 01:00
NUCLEO ESTACIÓN Nº 1800
INTENSIDAD MÁXIMA REGISTRADA
4mm/min - HORA 20:53



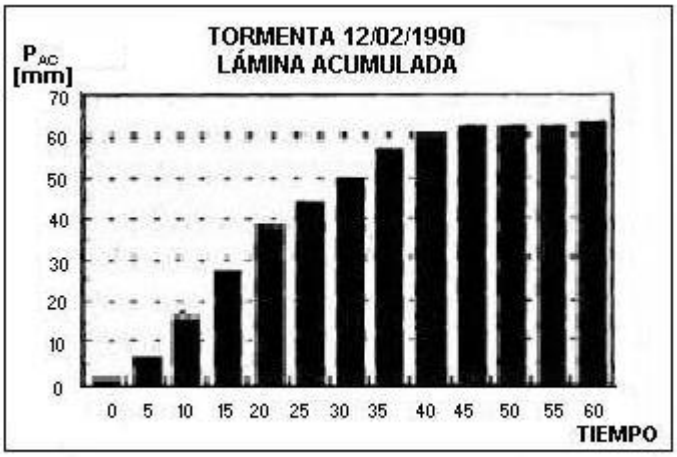
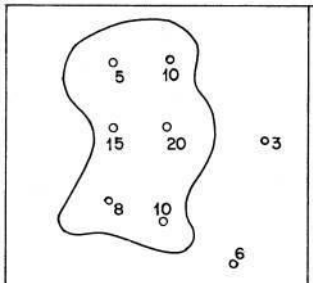


Figura 2.3 Hietograma y curva de masa

Estimación de la distribución espacial de las precipitaciones

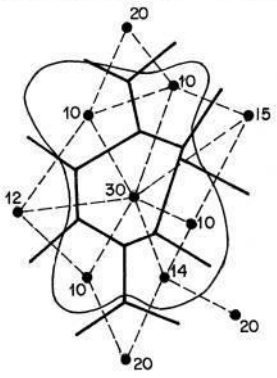
La precipitación media en una zona o en una cuenca es motivo de considerable interés en el diseño hidrológico y su correcta evaluación es muy importante en la modelación de los procesos de lluvia y escorrentía, tanto en modelos de pronóstico como en diseño.
Según sean las necesidades del estudio, puede usarse el valor de la precipitación media anual, mensual, diaria o de una tormenta distribuida sobre un área. La Figura 2.4 presenta un resumen de los tres métodos más usados. En el caso de tormentas individuales y con el uso, hoy generalizado, de modelos matemáticos de lluvia-caudal, es frecuente usar el método de asignar un peso a cada estación. Este peso se puede obtener, en principio, tomando el porcentaje del área de influencia de los polígonos de Thiessen.



Precipitacion ponderada

$$Pp = \frac{5 - 10 - 15 - 20 - 8 - 10}{6} = 11.3$$

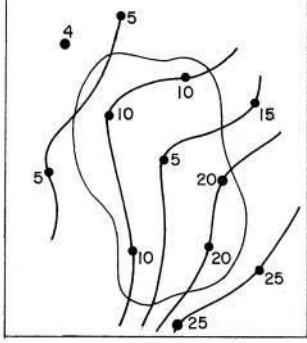
Solo las interiores



Polígonos de Thiessen

Pp observada	Área (x)	% Área	Pp balanceada
20	7	1	0.2
10	120	19	1.9
10	109	18	1.8
30	120	19	5.7
12	20	3	0.36
10	92	15	1.50
14	82	13	1.82
10	76	12	1.20
	626	100	14.48

(x) polígono en los límites de cuenca



Método de isoyetas

Isoyeta	Área(x) incluida	Área neta	Pp promedio	Volumen
5	13	13	4.5	59
10	90	77	7.5	577
15	206	116	12.5	1477
20	202	196	17.5	3430
25	600	198	22.5	4455
				9971

Promedio = 9971 / 600 = 16.61

(x) en los límites de la cuenca

Figura 2.4 Métodos para calcular lluvias medias sobre una cuenca

En los poliginos de Thiessen la precipitación balanceada (columna 4) se obtiene multiplicando la columna 1 (precipitación observada) por la columna 3 (% de Área) y dividiendo por 100. La precipitación promedio en el área es la sumatoria de la columna 4.
En el método de las isoyetas el volumen (Columna 5) se obtiene multiplicando la columna 3 (Área neta) por la 4 (Pp promedio). La precipitación promedio es la sumatoria del volumen dividido por el área total incluida en los límites de la cuenca.
Luego del análisis antes descrito, con la precipitación de las diferentes estaciones, se obtiene la precipitación media de una tormenta o el régimen de lluvias (promedios mensuales y anuales) según corresponda.

2.2. AGUA EN EL SUELO

Desde el punto de vista de la hidrología de superficie y del diseño hidrológico, el agua en el suelo es importante tanto por su almacenamiento en perfiles que inciden en la formación del flujo base (flujo subsuperficial y profundo), como por el campo de velocidades generadas por su movimiento en medio poroso (el suelo) en condiciones saturadas o no saturadas.
Los modelos hidrológicos de simulación continua son fundamentalmente modelos de balance del agua en el perfil del suelo: su almacenamiento como humedad en suelo no saturado y como

agua libre en suelo saturado, considerando su movimiento vertical (infiltración-percolación) y horizontal.

Almacenamiento del agua en el perfil del suelo

Existen fundamentalmente tres formas dominantes del almacenamiento del agua en el perfil del suelo: humedad higroscópica ; humedad de tensión capilar y agua gravitacional o libre.

- La humedad higroscópica, es aquella fuertemente retenida por las partículas del suelo y que no se puede remover sino sometiendo el suelo a altas temperaturas. Esta humedad no es aprovechable por la vegetación. Sólo en climas muy secos y calurosos pequeñas cantidades pueden ser removidas cerca de la superficie.
- La humedad de tensión capilar, es el volumen adicional de agua retenido alrededor de las partículas del suelo, que en agricultura se llama "humedad disponible", por ser el agua que puede ser extraída del suelo por evapotranspiración.
- El agua gravitacional o libre, es aquella agua que llena los poros del suelo. Esta agua se mueve por efecto de la gravedad y es la que se transfiere a niveles inferiores para suplir las deficiencias de agua capilar de horizontes del suelo más bajos. El volumen de agua libre que puede retenerse temporalmente en un suelo es variable y depende de la textura, la estructura, la profundidad o el espesor de los perfiles. Este tema se trata con más detalle en el marco de los modelos de simulación continua descritos en el capitulo 7.

A continuación (Tabla 2.1) se expresan los porcentajes característicos del almacenamiento del agua en en el suelo.

Tabla2.1 Porcentajes de peso en relación al tipo de almacenamiento de agua en el suelo

Forma de Almacenamiento	**Porcentaje de peso en relación al suelo**
Humedad higroscópica	5
Humedad de tensión capilar	10
Agua gravitacional	45

La Figura 2.5 es una curva típica de un suelo que indica el agua almacenada en el perfil en función del porcentaje de humedad y la tensión de retención expresada en bars. El concepto de agua disponible entre capacidad de campo (ω_C) y marchitamiento permanente (ω_M), es de gran importancia en agricultura sobre todo en agricultura de regadío. Se entiende por capacidad de campo, la humedad retenida en el suelo por tensión capilar aprovechada por la vegetación; por el contrario, el punto de marchitamiento permanente es aquel relacionado con la humedad higróscopica que no es utilizada por la vegetación.

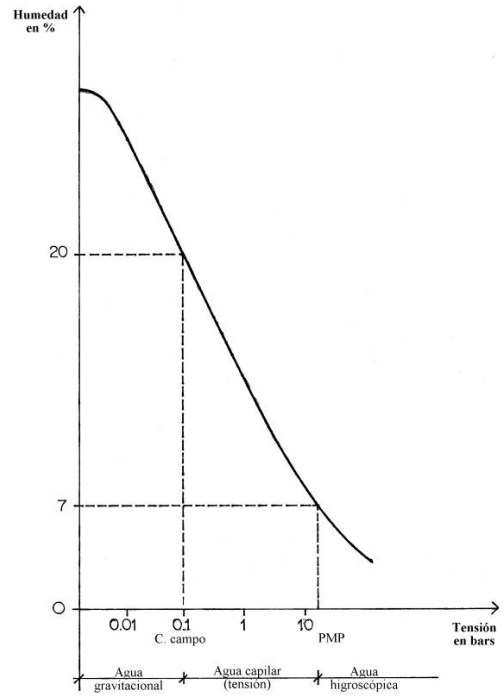


Figura 2.5 Curva hipotética de capacidad hídrica de un suelo

La Tabla 2.2 es un resumen de propiedades físicas de los suelos. (Grassi, 1976; Chambouleyron 2005)

Tabla 2.2 Resumen de las propiedades físicas del suelo

Textura del suelo	**Filtración y permeabilidad (cm/hr) ***	**Porosidad (%)**	**Peso específico aparente ρ_a (gr/cm^3)**	**Capacidad de campo ω_C (%)**	**Marchitez permanente ω_M (%)**	**Humedad Utilizable****		**Total**
						Peso seco (%)	**Volumen (%)**	**(cm/m)**
Arenoso	5 (2,5-25,5)	38 (32-42)	1,65 (1,55-1,80)	9 (6-12)	4 (2-6)	5 (4-6)	8 (6-10)	8 (7-10)
Franco arenoso	2,5 (1,3-7,6)	43 (40-47)	1,50 (1,40-1,60)	14 (10-18)	6 (4-8)	8 (6-10)	12 (9-15)	12 (9-15)
Franco	1,3 (0,8-2,0)	47 (43-49)	1,40 (1,35-1,50)	22 (18-26)	10 (8-12)	12 (10-14)	17 (14-20)	17 (14-19)
Franco arcilloso	0,8 (0,25-1,5)	49 (47-51)	1,35 (1,30-1,40)	27 (23-31)	13 (11-15)	14 (12-16)	19 (16-22)	19 (17-22)
Arcillo arenoso	0,25 (0,03-0,5	51 (49-53)	1,30 (1,25-1,35)	31 (27-35)	15 (13-17)	16 (14-18)	21 (18-23)	23 (18-23)
Arcilloso	0,5 (0,01-0,1)	53 (51-55)	1,25 (1,20-1,30)	35 (31-39)	17 (15-19)	18 (16-20)	23 (20-25)	23 (20-25)

Nota: Los intervalos normales son consignados entre paréntesis.

* Los intervalos filtración real varían mucho con la estructura del suelo y su estabilidad estructural, incluso, aún más de lo indicado en esa columna.

** La humedad fácilmente aprovechable representa un 75% de la total utilizable.

La habilidad del suelo para retener agua en períodos entre lluvias o con las aguas provenientes de la fusión nival, es de gran importancia en relación a la vegetación, tanto natural como cultivada, y con la presencia de aguas subterráneas. Esta habilidad se debe a la naturaleza porosa del suelo, el cual está formado por pequeñas partículas de material sólido y poros ocupados por aire o agua. En términos generales, se puede decir que partículas cristalinas

menores de 2 micrones de diámetro son arcillas, desde 2 a 50 micrones son limos y aquellas mayores de 50 micrones arenas.
La porosidad total y por lo tanto la capacidad de retener agua es mayor en arcillas que en limos y arenas (Tabla 2.2). Tan importante como la cantidad de agua que retiene el suelo es la energía con que el agua es retenida. En términos simples, se puede decir que en suelos saturados el agua del perfil tiene la misma energía que el agua libre a igual profundidad. A medida que el contenido de agua decrece, el remanente es retenido por adsorción y capilaridad.
La energía potencial total del agua en el suelo se puede considerar formada por cuatro componentes: un potencial matriz o capilar debido a la atracción del agua y las partículas del suelo; un potencial osmótico debido a sales disueltas; un potencial gravitacional, relacionado con su posición; y un potencial de presión (presión hidrostática). En suelos o perfiles no saturados el potencial de presión es insignificante y en suelos saturados el potencial capilar es generalmente insignificante.
En suelos no saturados la succión matriz se expresa como agua de tensión, como energía por unidad de volumen, con la dimensión de la presión (bar). Cuando se trabaja con suelos donde se toma en cuenta el potencial gravitacional es conveniente expresar la energía en función de la altura hidráulica. La transformación es simple, ya que un bar de succión equivale a 10 m de altura, con un cierto grado de aproximación. Esta forma de expresión se hace aún más adecuada cuando se trabaja con perfiles saturados y no saturados simultáneamente.

Movimiento del agua en el suelo

Cuando existe una diferencia en la energía potencial del agua entre dos puntos diferentes del perfil del suelo, el agua se moverá desde el punto de mayor al de menor energía. Como esta condición se puede deber a la diferencia en la fuerza de gravedad o a la succión matriz, el agua se puede mover en el suelo a favor o en contra de la gravedad y hacia altas o bajas succiones, dependiendo de la suma de los dos componentes de la energía. En los casos de suelos saturados y no saturados el análisis cuantitativo del movimiento del agua se basa en el concepto que el volumen del flujo de agua es proporcional al gradiente de la energía potencial.
Henry Darcy (Darcy, 1856) siendo Ingeniero de Aguas Públicas de la Villa de Dijon en Francia, publica en 1856 un trabajo experimental donde expresa la ley fundamental del movimiento del agua en medios permeables. La verificación experimental de la Ley de Darcy, se puede realizar con un sencillo dispositivo como el de la Figura 2.6.

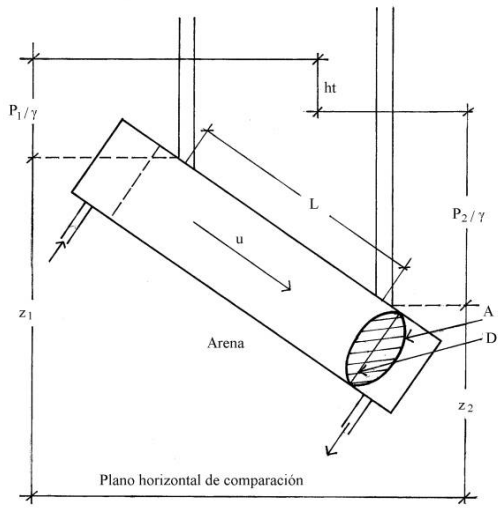


Figura 2.6 Distribución de presiones en una columna de arena

Donde: p/γ es la altura de presión
Z es la altura de posición
A es la sección transversal del cilindro
D es el diámetro

De acuerdo a la ecuación de Bernoulli, la altura de la energía total sobre un plano horizontal de comparación (Figura 2.6), se expresa como:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + h.t \tag{2.1}$$

Donde: γ es el peso específico del agua;
Pi/γ es la altura de presión en la sección i;
Zi es la altura de posición en la sección i;
$\frac{v_i^2}{2g}$ es la altura representiva de velocidad en la sección i ;
ht es la pérdida de carga entre las secciones consideradas (i=1,2).

Como la velocidad del flujo en medios permeables es baja, la altura de velocidad ($v^2/2g$) en los puntos 1 y 2, se puede despreciar. Por lo tanto la ecuación 2.1 queda:

$$ht = \left(\frac{P_1}{\gamma} + Z_1\right) - \left(\frac{P_2}{\gamma} + Z_2\right) \tag{2.2}$$

Es decir, la pérdida total de energía se define como la pérdida de la energía potencial en el cilindro de arena. Las mediciones de Darcy muestran que el caudal que pasa a través del cilindro es proporcional al área de la sección transversal del cilindro poroso A y al gradiente hidráulico h_L/L, así:

$$Q \approx A \cdot \left(\frac{h_t}{L}\right) \tag{2.3}$$

Introduciendo el factor de proporcionalidad K se tiene la ecuación de Darcy:

$$Q = K \cdot A \cdot \left(\frac{\Delta \cdot h}{L}\right) \tag{2.4}$$

Donde K es el coeficiente de conductividad hidráulica del material permeable, llamado así por su analogía con las conductividades eléctricas y térmicas.
LaFigura 2.6, muestra en forma general que el flujo (μ) va en la dirección del gradiente de la altura piezométrica $\left(\frac{P}{\gamma} + Z\right)$ y no de la altura de presión $\frac{P}{\gamma}$. Otro concepto a tener presente es que el área A se refiere a un medio poroso y la velocidad, $\left(V = Q/A\right)$, a una velocidad media diferente a la verdadera velocidad a través de los conductos de material permeable.

De acuerdo a la ecuación 2.4:

$$K = \frac{Q}{A \cdot (\Delta h / L)} \frac{\left[L^3 / T\right]}{\left[L^2\right]} \tag{2.5}$$

La dimensión de K es de velocidad:

$$K = \frac{\left[L\right]}{\left[T\right]}$$

La variación de K para diferentes tipos de materiales porosos se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Rango de variación de K en metros/día (valores promedios)

Material poroso	**K (m/día)**
Arena gruesa	50
Arena media	15
Arena fina	4
Limo	0.2
Arcilla	$3x10^{-4}$

El flujo en medios permeables (tubos capilares), es proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico, por lo tanto, la Ley de Darcy es aplicable para flujos laminares.
El número de Reynolds (R) define en forma adimensional la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas, se evalúa mediante la expresión:

$$R = \frac{V \cdot L}{\nu} \tag{2.6}$$

Donde V es la velocidad del flujo, L es una dimensión característica del tubo y ν la viscosidad cinemática del fluido.

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

Siendo, μ la viscosidad dinámica y ρ, la densidad del fluido. En tuberías L es el diámetro del tubo, en este caso, L, es el diámetro promedio de los tubos capilares. Por razones prácticas, se toma V como la velocidad aparente del flujo y D como el diámetro del área del cilindro (Figura 2.6). Para bajas velocidades, Darcy es aplicable. Los valores mayores se han determinado por experimentación en laboratorio, definiendo el valor de la velocidad y del número de Reynolds, R, donde la relación entre la fricción y éste se hace no lineal. Este límite está dado para R>10. Para casi todos los medios permeables de suelos y acuíferos el número de Reynolds es menor de la unidad (R<1) y Darcy es aplicable. Sólo en acuíferos de rocas y materiales no consolidados con fuertes gradientes hidráulicos, R>10, no se aplica a Darcy.

Como el flujo turbulento en medios porosos empieza para R>400 a 600, se puede inferir que no es la turbulencia lo que realmente invalida la Ley de Darcy sino las fuerzas de inercia (V L) que predominan sobre las viscosas (ν) para R>10. En la zona de transición (10< R<600) las relaciones no lineales entre V y $(\Delta h/\Delta l)$ se deben determinar experimentalmente, en función del material permeable:

$$\frac{\Delta h}{\Delta l} = A \cdot V + B \cdot V^2 \tag{2.7}$$

ó

$$V = C \cdot \left(\frac{\Delta h}{\Delta l} \right)^{\eta} \tag{2.8}$$

Donde A, B, C y η son constantes determinadas experimentalmente.

2.3. PÉRDIDAS

Como se indica en el capítulo 1, en el ciclo hidrológico la precipitación está sometida a una serie de pérdidas, antes de que fluya como escorrentía superficial hacia un río o arroyo.
En diseño hidrológico, las pérdidas se consideran como la diferencia entre la lluvia total caída (medida) y la lámina correpondiente a la escorrentía directa o superficial. La precipitación se puede perder por: intercepción por la vegetación, retención por depresiones topográficas, infiltración en el suelo, evaporación y evapotranspiración (Figura 1.1 y 1.2).

Intercepción

Una determinada cantidad de precipitación que no entra al proceso de escorrentía, es retenida por la vegetación y evaporada por esta, en el intercambio de gases que naturalmente se efectúa. Igualmente, en los primeros momentos de la lluvia, parte de esta, llena las cavidades del suelo, siendo retenida en ellos y perdiéndose luego por evaporación e infiltración. Estas dos intercepciones (vegetación y suelo) tienen valor al principio de la lluvia. Si la lluvia es breve, estas pérdidas pueden tener tanto significado que no llega a producirse escorrentía. A medida que la lluvia es de mayor duración e intensidad, las pérdidas van perdiendo valor relativo y en general se consideran insignificantes y se denominan pérdidas iniciales. La densidad de la cobertura vegetal es un factor importante en el aumento de los valores de intercepción.

Infiltración

La infiltración se refiere al ingreso del agua al suelo desde la superficie. Es un proceso directamente relacionado con las condiciones y características de la superficie del suelo, particularmente la tensión no capilar del suelo. Existe una relación muy importante entre la intensidad de la lluvia y la capacidad de infiltración del suelo. Durante períodos secos, la porosidad del suelo está libre de humedad y entonces aumenta su capacidad de infiltración. La humedad en el suelo produce que tanto suelo como vegetación se hinchen, cerrando los poros y el paso del agua (condición de saturación). Consecuentemente, durante una lluvia la tasa potencial de infiltración comienza con valores altos y decrece a medida que transcurre el tiempo, produciéndose, en algún momento una tasa pequeña, que es fácilmente superada por la intensidad de la lluvia y comienza el encharcamiento de la superficie del suelo. Esto lógicamente estará siempre ligado a la relación entre la capacidad de infiltración y la intensidad de la precipitación (Chow, 1964). La Figura 2.7 es una representación esquemática de la curva de variación de la velocidad de infiltración en el suelo.

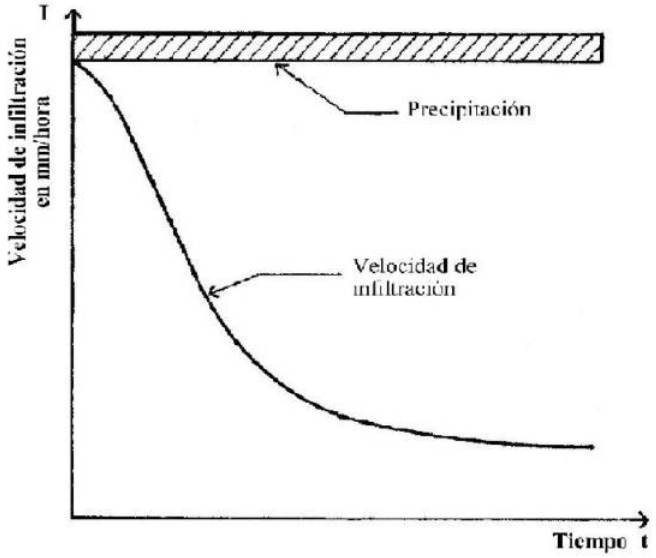


Figura 2.7 Curva típica de la velocidad de infiltración

En general, exceptuando el caso particular de un suelo saturado, la infiltración de agua o mejor la velocidad con que el agua penetra en el suelo, en movimiento no permanente, es función del tiempo y de diversos factores como el contenido de humedad existente en el perfil del suelo. Esta dependencia con respecto al tiempo establece una de las diferencias fundamentales con el concepto físico de conductividad hidráulica, diferencia que además se manifesta en la expresión matemática del fenómeno.

La infiltración es un caso particular del fenómeno general del movimiento del agua en medios permeables. En condiciones de flujo no permanente y no saturado, se deduce la ecuación diferencial de la infiltración, partiendo de la ecuación de continuidad para medios permeables no saturados:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = -\frac{\partial c}{\partial t} \tag{2.9}$$

Donde: V_x; V_y; V_z son las componentes de la velocidad en las direcciones x, y, z.
c es el contenido de humedad

Aplicando la ley de Darcy en tres dimensiones se tiene:

$$V_x = -K_x \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)$$
$$V_y = -K_y \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial y}\right) \tag{2.10}$$
$$V_z = -K_z \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial z}\right)$$

Donde: K_x, K_y, K_z son los valores de las conductividades hidráulicas en las tres dimensiones.
h es el potencial de velocidad o energía total (presión + posición).

El signo negativo en el lado derecho de la Ley de Darcy se debe a que el agua avanza en la dirección en que el potencial de velocidad, *h*, disminuye.

Reemplazando las ecuaciones (2.10) en (2.9) se tiene la generalización de la ecuación de Darcy para medios saturados y no saturados, que es la ecuación de Richards:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(-K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(-K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(-K_z \cdot \frac{\partial h}{\partial z}\right)=-\frac{\partial c}{\partial t} \qquad (2.11)$$

La ecuación de Richards, físicamente expresa que la cantidad total de un fluido que entra o sale de un volumen de control en un medio permeable, es igual al cambio del contenido de la masa del fluido en el medio. Ese flujo que entra o sale es directamente proporcional a la conductividad hidráulica y al gradiente del potencial.

Si el medio está saturado:

$$\frac{\partial c}{\partial t}=0$$

Si el medio es isotrópico:

$$K_x = K_y = K_z = K$$

Para medios permeables no saturados la conductividad hidráulica no es constante, es función de la succión matriz o del contenido de agua. Se le conoce como conductividad capilar o conductividad no saturada y se la designa con K_c. Considerando sólo el término x de la ecuación 2.11, se tiene:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_c \cdot \frac{\partial h}{\partial x}\right)=-\frac{\partial c}{\partial t} \qquad (2.12)$$

Cuando el medio es no saturado, la ecuación 2.12 es matemáticamente igual a la ecuación de flujo calórico. En estas condiciones, la conductividad capilar, K_C, es función de c y h. La figura 2.8 muestra las curvas de K_C, para tres tipos de suelos.

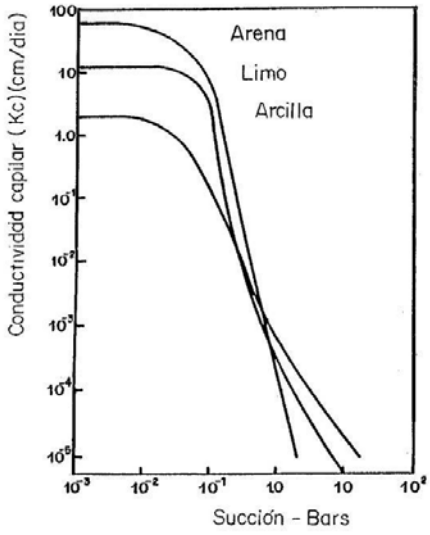


Figura 2.8 Conductividad capilar como función de la succión matriz para tres tipos de suelos (Gardner, 1958)

En las curvas (Figura 2.8) se puede ver que los suelos arenosos tienen mayor K_C que los arcillosos cuando la succión tiene valores menores de 1.0, pero cuando la succión pasa de 2 ó 3 bars, la arcilla tiende a tomar valores mayores de K_C.
A succiones intermedias, alrededor de 0.1-Capacidad de campo (Figura 2.5), los valores de K_C se asemejan para diferentes texturas y la capacidad de campo decrece marcadamente por encima de 10-15 bars, donde alcanza valores de una millonésima del K_C de saturación. Se han usado ecuaciones empíricas para determinar K_C y ellas se deteminan experimentalmente en laboratorios de suelos.
Si en la ecuación 2.11, se considera sólo el flujo vertical, *z*, con signo positivo en la dirección en que disminuye el potencial de velocidad, y transponiendo términos se tiene:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(K \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) \tag{2.13}$$

Dado que el potencial de velocidad, *h*, es igual a:

$$h = p + z \tag{2.14}$$

Donde: *p* es la carga hidrostática.
z es la carga de posición.

Reemplazando (2.14) en (2.13) se tiene:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(K \cdot \frac{\partial p}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z} \tag{2.15}$$

En suelos no saturados la presión, *p*, en este caso succión, es función del contenido de humedad, *c*, que a su vez varia con la profundidad, *z*. Igualmente la conductividad hidraúlica, *K*, es variable.

Así, p = f (c) y c = f (z)

Luego, en la ecuación 2.15:

$$K \cdot \frac{\partial p}{\partial z} = K \cdot \frac{\partial p}{\partial c} \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \tag{2.16}$$

Pero la difusividad del agua en el suelo, D_c, es:

$$D_c = K \cdot \frac{\partial p}{\partial c} \tag{2.17}$$

Reemplazando (2.17) en (2.16) queda:

$$K \cdot \frac{\partial p}{\partial z} = D_c \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \tag{2.18}$$

Sustituyendo (2.18) en (2.15) se obtiene la expresión matemática de la infiltración en la dirección vertical:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(D_c \cdot \frac{\partial c}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z} \tag{2.19}$$

La solución analítica de la ecuación (2.19), no es posible sino en casos particulares o con hipótesis simplificatorias. A continuación, se presentan algunas soluciones propuestas por diversos autores.

Ecuación de Philip

Philip resolvió la ecuación de Richards considerando que es aplicable Darcy, el suelo es homogéneo, y que K y D_c varían con el contenido de humedad, c. De esta manera, Philip (1957, 1969) presenta una ecuación diferencial ordinaria resuelta por series en la que sólo considera los dos primeros términos:

$$L = S \cdot t^{1/2} + K \cdot t \tag{2.20}$$

Donde: L es la lámina total infiltrada en el tiempo t
S es el parámetro de adsorción que es función del potencial de succión y de la conductividad hidraúlica, K
K es la conductividad hidráulica

El parámetro de adsorción, S, es significativo en el suelo no saturado en períodos cortos de tiempo, ya que se relaciona con la capacidad del suelo para absorber o ceder agua; en cambio la conductividad hidraúlica, K, es importante en períodos largos.

Derivando (2.20) con respecto al tiempo, t , se obtiene la velocidad de infiltración, V_I:

$$V_I = \frac{1}{2} \cdot S \cdot t^{-1/2} + K \qquad (2.21)$$

Asi, si $t \to \infty$, $V_I \to K$

Ecuación de Horton

Horton estableció que la velocidad de infiltración, V_I, expresada en [mm/hora] se puede representar por una ecuación

$$V_I = V_{IB} + (V_{IO} - V_{IB}) \cdot e^{-k\,t} \qquad (2.22)$$

Donde: V_{IB} es la infiltración básica luego de un período prolongado de precipitación.

V_{IO} es la infiltración inicial, luego de un período seco.

t es el tiempo desde el inicio de la lluvia.

k es una constante que describe el decaimiento de la curva de infiltración con el tiempo y es determinada en ensayos de campo.

La ecuación de Horton puede también derivarse de la ecuación de Richards de infiltración vertical (ecuación 2.19), suponiendo K y D_c son constantes (Eagleson, 1970).

Ecuacion de Green y Ampt

Green y Ampt (1911) desarrollaron un modelo simplificado de la ecuación de Richards de la infiltración vertical (Ecuación 2.19) que se representa en la Figura 2.9.

$$Q \approx A.\left(\frac{h.L}{L}\right) \qquad (2.23)$$

El método de Green y Ampt (Mein y Larson, 1973), asume las condiciones de Richards (Ecuación. 2.11), es decir, suelo uniforme en todo el perfil y condiciones iniciales de contenido de agua constantes. A medida que el contenido de agua en el suelo se incrementa, el modelo considera el movimiento del agua que se infiltra como un frente con un desplazamiento tipo pistón (Figura 2.9).

El método original fue modificado para tener en cuenta las pérdidas en superficie y las condiciones del contenido inicial de agua variable en el tiempo.

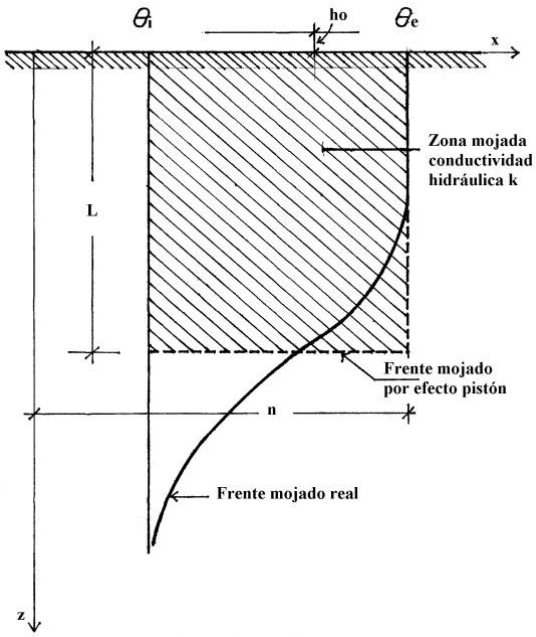


Figura 2.9 Modelo de Green y Ampt

Donde: los Ejes horizontal (x) y vertical (z), corresponden al contenido de humedad y la distancia desde la superficie del suelo, respectivamente.
θ_i es el valor inicial de la humedad del suelo.
θ_s es el valor de humedad en suelo saturado.
L es la profundidad de penetración del frente mojado.
h_o es el contenido inicial (constante) de agua.
n es la porosidad del suelo.

Considerando un volumen de control, como el que se representa en la figura 2.9, si se tiene un suelo mojado de profundidad L, al iniciarse el proceso de infiltración el suelo tenía un contenido de humedad θ_i, luego al penetrar el agua, ese contenido se incrementa a un valor θ_s. Considerando que la porosidad, n, es la que se llena de agua, a medida que el agua se infiltra en el perfil el contenido de humedad va desde θ_i hasta n.

El contenido de humedad, θ, es la relación entre el volumen de agua y el volumen total dentro de la superficie de control. El incremento de agua que se almacena en el volumen de control considerado, a consecuencia de la infiltración es $L(n - \theta_i)$. Teniendo en cuenta una sección transversal unitaria y llamando V a la profundidad acumulada de agua infiltrada en el suelo que es función del tiempo se tiene:

$$V_I(t) = L \cdot (n - \theta_i) = L \cdot \Delta\theta \qquad (2.24)$$

Donde: $\Delta\theta = n - \theta_i$

A partir de estos conceptos y de la ecuación de Darcy (Ecuación 2.10) se desarrolla la ecuación de Green y Ampt para la lámina de infiltración acumulada (Chow et al., 1994).

$$K(t) = V_I(t) - \varphi \cdot \Delta\theta \cdot ln\left(1 + \frac{V_I(t)}{\varphi \cdot \Delta\theta}\right) \qquad (2.25)$$

Donde: φ es la altura de succión del suelo en el frente mojado.

K(t) es la conductividad hidráulica de suelo no saturado.

La conductividad hidráulica de un suelo no saturado (o mejor conductividad capilar) varía con el contenido de humedad en el suelo. A medida que se infiltra el agua en el perfil del suelo se llega a condiciones de saturación donde se adquiere un valor constante de K, el cual se usa en la ecuación de Darcy (ecuación 2.10) para medios permeables saturados. Si hay ingreso permanente de agua en el suelo, a medida que $t \to \infty$, $V_I(t)$ tiende a K.

Un buen valor de prueba es, V_I. En la ecuación 2.25 $V_I = K(t)$, siendo K(t)=conductividad hidráulica de suelo saturado. La ecuación de la tasa o velocidad de infiltración para suelo saturado es entonces:

$$V_I(t) = K \cdot \left(\frac{\varphi \cdot \Delta\theta}{V_I(t)} + 1 \right) \qquad (2.26)$$

Las ecuaciones (2.25) y (2.26) se resuelven por métodos numéricos de aproximaciones sucesivas.
Los parámetros que usa el método de Green y Ampt para diferentes suelos, se especifican en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Parámetros de infiltración de Green y Ampt para varias clases de suelos (Chow et al., 1994)

Clase de suelo	**Porosidad n**	**Porosidad efectiva θe**	**Altura de succión del suelo en el frente mojado φ (cm)**	**Conductividad hidráulica K (cm/hora)**
Arena	0.437 (0.347-0.500)	0.417 (0.354-0.480)	4.95 (0.97-25.36)	11.78
Limo	0.501 (0.420-0.582)	0.486 (0.394-0.578)	16.68 (2.92-95.39)	0.65
Arcilla	0.475 (0.427-0.523)	0.385 (0.269-0.501)	31.63 (6.39-156.5)	0.03

Los números entre paréntesis indican el rango de variación del parámetro alrededor del valor medio.

En el Capítulo 7, se indica la ecuación de trabajo de Green y Ampt para ser usada en modelos hidrológicos.

Ecuación de Kostiakov

La de Kostiakov es una ecuación empírica de tipo potencial cuyos parámetros se determinan en campo, y se usa principalmente en irrigación.

$$L_t = a \cdot t^b \qquad (2.27)$$

Donde: L_t es la lamina total infiltrada en el período t.
a y b son los parámetros a determinar con datos experimentales usando el infiltrómetro de doble anillo (Chow et al., 1994 y Chambouleyron, 2005).

Derivando la ecuación 2.27 (Fernández, 1978) se tiene la velocidad de infiltración:

$$V_I = a \cdot b \cdot t^{b-1} \qquad (2.28)$$

Asi, cuando $t \rightarrow \infty$; V_I decrece, entonces $0 < b < 1$

Índices de Infiltración

Debido a las dificultades que se encuentran al determinar la infiltración en áreas grandes y heterogéneas, que es lo común en diseño hidrológico, se usan índices de infiltración.

El índice de infiltración, ϕ, se define como **"**la intensidad promedio de precipitación por encima de la cual el volumen de lluvia iguala al volumen de escorrentía".

Ejemplo 2.1
Calcular el índice de infiltración y el balance de una cuenca cuyo hietograma es el de la figura 2.10.

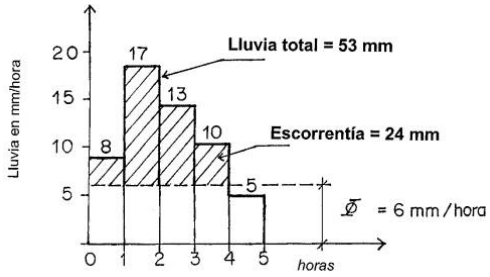


Figura 2.10 Índice de infiltración.

Solución:
En la figura 2.10 se muestra el hietograma de una lluvia basado en el promedio horario. El área rayada, por encima de la línea de puntos, representa la escorrentía directa (24 mm). El área no rayada es la lluvia medida que no fluye como escorrentía directa. Para obtener el índice de infiltración se traza una línea horizontal que deje en la parte superior el valor total de 24 mm, el cual corresponde a 6 mm/hora.

Lluvia total P = 53 mm.
Escorrentía directa, medida Q = 24 mm.
Indice de Infiltración I = 6 mm/h = 24 mm/4 horas.
Lluvia menor que el índice G = 5 mm.

El balance, de acuerdo a la ecuación 1.1, despreciando la evapotranspiración ET, considerando como pérdidas la infiltración, es:

$$P - Q - G = I$$

Despejando P, se tiene:

$$P = Q + G + I = 24 + 5 + (6 \cdot 4) = 53mm$$

Percolación

En la representación del ciclo hidrológico (figuras 1.1 y 1.2), se indica la percolación como el agua que drena a los estratos inferiores del suelo.
El agua que se infiltra en primera instancia satura los estratos superiores del perfil del suelo y luego drena hacia los estratos inferiores contribuyendo a la recarga de acuíferos y a la formación del flujo base, subsuperficial y profundo (capítulo 7 Modelos continuos).

Evaporación

Tal como se indica en la figura 1.1, la evaporación representa una fase fundamental del ciclo hidrológico. La evaporación es el proceso mediante el cual el agua presente en el globo terráqueo (océanos, ríos, lagos, suelos, vegetación, etc.) cambia de fase líquida a vapor y regresa a la atmósfera. En relación al ciclo hidrológico el 70% de la precipitación retorna a la atmósfera por evaporación y evapotranspiración.
La tasa de evaporación depende de factores meteorológicos y de las características de la superficie. A su vez, se ve influenciada en parte por el contenido de humedad en la masa de aire que circunda a la superficie de evaporación. A medida que el agua se evapora el aire adquiere humedad disminuyendo su capacidad de recibir más de ésta. Si el área está afectada por vientos, las masas de aire con humedad son desplazadas por masas más secas, aumentando el grado de evaporación. Esto explica porqué el viento es otro factor que incide sobre la evaporación.
En general, la evaporación está también influenciada por la incidencia de otros factores meteorológicos, como lo son: radiación solar, temperatura, déficit de vapor de agua en la atmósfera o humedad y presión atmosférica.

Radiación solar

La radiación solar es la principal fuente de energía que produce evaporación. Debido a que el cambio de estado de las moléculas de agua del estado líquido al de gas, requiere la adición de energía (calor latente de vaporización), el proceso se hace más activo bajo la influencia directa de la radiación solar.
El sol es la fuente madre de energía sobre la tierra y la principal fuerza impulsora de los procesos de evaporación y evapotranspiración. En un instante determinado una superficie horizontal expuesta perpendicularmente a los rayos solares y en ausencia de atmósfera recibe 2.00 cal/cm^2/minuto. Este valor se denomina “constante solar”, Ro. Si los rayos no llegan normales a la superficie, sino que forman un ángulo z (Figura 2.11), la radiación, R, será:

$$R = R_0 \cdot \cos z \qquad (2.29)$$

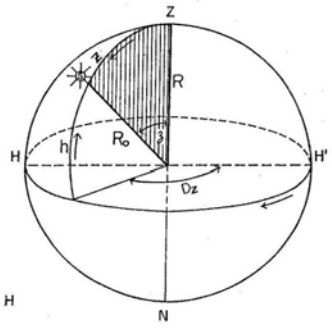


Figura 2.11 Radiación entrante instantánea del sol en el lugar determinado por las coordenadas Dz, h y z

Considerando la esfera celeste (Figura 2.11), si HH' es el horizonte matemático del lugar, OZ la vertical y OS la visual dirigida al sol en un instante determinado, z, es la distancia Cenital (arco) del sol y h la altura del sol sobre el horizonte.
El ángulo, z, se mide de 0º a 180º a partir del Cenit del lugar y varía con el tiempo (ángulo horario del sol). La radiación total de un día, en un determinado lugar de la tierra, entre las horas t_1 y t_2 es:

$$R = R_o \int_{t_1}^{t_2} cos(z)\, dt \qquad (2.30)$$

Esta ecuación se corrige con el valor de la excentricidad de la órbita terrestre, pero en los cálculos hidrológicos no se tiene en cuenta y se desprecia.

Ejemplo 2.2
Calcular la radiación solar neta, R, al borde de la atmósfera, para un lugar ubicado a una latitud, φ, de -35° y de declinación del sol, δ, de 23° el 11 de Junio.

Solución
Datos:
Declinación del sol el 11 de junio,
(de las efemérides astronómicas): $\delta = 23°$
Latitud del lugar: $\varphi = -35°$
Constante solar $R_o = 2.00\ cal/cm^2/minuto$

Considerando la esfera celeste de la Figura 2.12, se tiene:

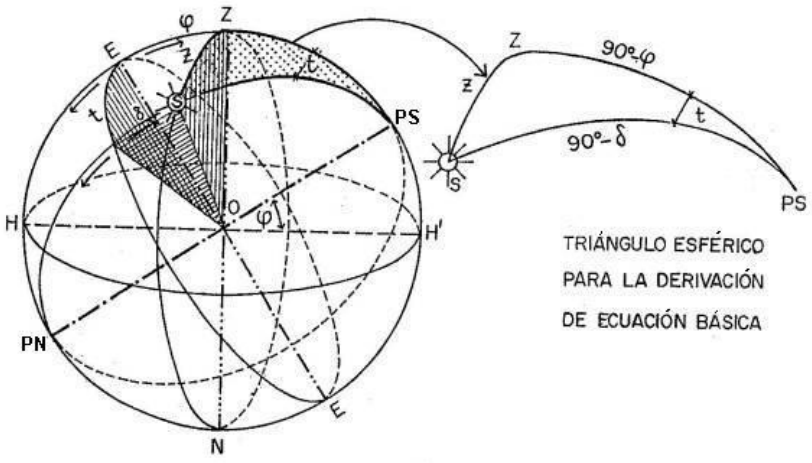


Figura 2.12 Relación entre las coordenadas horinzontales y ecuatoriales del sol y la latitud del observador para el hemisferio sur. (b) Triángulo esférico para la derivación de la ecuación básica

Donde:

z es la distancia cenital del sol
δ es la declinación del sol.
φ es la latitud del lugar.
t es el ángulo horario.
Z es el cenit del lugar

De laFigura 2.12, considerando el triángulo de posición SZ PS (hemisferio Sur) y aplicando el teorema del coseno para triángulo esférico a z, se tiene:

$$\cos(z) = \cos(90° + \delta) \cdot \cos(90° + \varphi) + sen(90° + \delta) \cdot sen(90° + \varphi) \cdot \cos(t) \quad (2.31)$$

Reemplazando (2.31) en (2.30) y reduciendo los ángulos al primer cuadrante se tiene:

$$R = R_o \int_{t_1}^{t_2} (sen\delta \cdot sen\varphi + \cos\delta \cdot \cos\varphi \cdot \cos t) \cdot dt \quad (2.32)$$

Siendo t_1 y t_2 las horas de salida y puesta del sol para un lugar de latitud, φ. Como t varía de 0º (meridiano del lugar) hasta 360º en sentido contrario (movimiento diurno), al integrar desde 0 hasta t_2 , semiarco/diurno, (el valor del ángulo de 0º al cenit), se obtiene el valor de R/2. Luego:

$$R = 2 \cdot R_o \cdot (sen\delta \cdot sen\varphi \cdot t_2 + \cos\delta \cdot \cos\varphi \cdot sen\, t_2) \quad (2.33)$$

El término entre paréntesis es un ángulo (α) expresado en radianes. La ecuación 2.33 (Fernández, 1965) permite calcular la radiación que se recibe en un lugar de latitud, φ, y un día determinado de declinación, δ, al borde de la atmósfera expresado en cal/cm^2/minuto.

Para obtener la radiación en un día, el ángulo del semiarco diurno, α ,se debe expresar en minutos de uso horario; para ello se pasa de radianes a grados sexagecimales y luego de

grados a minutos de uso horario, teniendo en cuenta que cada grado corresponde a 4 minutos de uso horario. El factor de conversión incluyendo el valor de $2R_o$ es 916.73.
De la ecuación 2.33 se obtiene la ecuación de trabajo para el cálculo de la radiación solar, R, en cal/cm^2/día:

$$R = 916.73 \cdot \alpha \tag{2.34}$$

Calculado el semiarco diurno (en radianes), t_2, mediante la expresión:

$$\cos t_2 = -(\tan\delta \cdot \tan\varphi) \quad \Rightarrow \quad t_2 = -\cos^{-1}(\tan\delta \cdot \tan\varphi)$$
$$t_2 = -\cos^{-1}(\tan(23°) \cdot \tan(-35°))$$
$$t_2 = -\cos^{-1}((0.4245) \cdot (-0.70)) = \cos^{-1}(+0.2972)$$
$$t_2 = 72.71° = 1.27\ rad$$

Evaluando el ángulo, α, se tiene:

$$\alpha = sen\delta \cdot sen\varphi \cdot t_2 + cos\delta \cdot cos\varphi \cdot sen\, t_2$$
$$\alpha = sen(23°) \cdot sen(-35°) \cdot t_2 + cos(23°) \cdot cos(-35°) \cdot sen(107.29°)$$
$$\alpha = (0.3907) \cdot (-0.5736) \cdot (1.27) + (0.9205) \cdot (0.8191) \cdot (0.9548) = (-0.2846) + (0.7199)$$
$$\alpha = 0.4353$$

Luego, la radiación solar neta recibida el 11 de Junio en un lugar del hemisferio sur es:

$$R = 916.73 \cdot \alpha = 916.73 \cdot 0.4353$$
$$R = 399.05 \left[\frac{cal}{cm^2 \cdot día} \right]$$

Temperatura

Dado que la radiación solar está altamente correlacionada con la temperatura, los métodos para estimar la evaporación o la fusión nival usan con mayor frecuencia la temperatura como parámetro de medición, por ser común y de fácil evaluación.
Si la temperatura del aire y de la superficie terrestre es alta, existe mayor evaporación, ya que la energía calórica disponible es mayor. Además, el aire caliente puede contener gran cantidad de humedad y su capacidad de absorber vapor de agua aumenta. Por lo tanto, la temperatura del aire tiene un doble efecto sobre la evaporación: una directa por el suministro de energía calórica e otra indirecta por aumentar la capacidad del aire para retener humedad.

Con los datos de temperatura se pueden estimar:

- Temperatura media diaria que es el promedio de las temperaturas horarias (24 horas) o de las temperaturas tomadas a las horas 2, 8, 14 y 20 ó de máxima y mínima.
- Temperatura diaria normal que es promedio de las temperaturas medias de un determinado día en los años de registro.
- Temperatura media mensual que es promedio de las temperaturas medias máximas y mínimas del mes.

- Temperatura media anual que es el promedio de las medias mensuales para el año.
- Grado-día que es la desviación de un grado para un día de la media diaria, con respecto a una temperatura base. Por ejemplo en cómputos de fusión nival el número de grados-día para un día es igual a la temperatura media diaria, menos la temperatura base (0ºC). En este caso, los valores negativos se toman como cero. El número de grados-días en un mes (o un período determinado) es el total de los valores diarios.

Rango diario de temperatura que es la diferencia entre la temperatura máxima y la mínima.

Variación de la presión y la temperatura con la altura

Otro factor que incide en la evaporación es la presión atmosférica, una disminución de la presión barométrica con la altitud, incrementará la tasa de evaporación desde superficies libres de agua. Este efecto se ve parcialmente compensado por el cambio que existe en la presión de vapor de agua con la altura.

En la atmósfera las zonas se definen en función de la altura sobre el nivel del mar (nivel 0). La tropósfera, de una altura de 10.77 a 12 km, es la parte de la atmósfera donde se presenta una variación de la temperatura con la altura que sigue un gradiente observado entre 5 y 9 ºC por kilómetro, en una atmósfera estándar (15ºC y 1013 mb) a nivel del mar de 6.5ºC/km (Bras, 1990). En las capas más bajas de la atmósfera, este gradiente está influenciado por la humedad atmosférica. En el límite de la tropósfera (tropopausa), la variación de temperatura con la altura es casi nula, pero aumenta a medida que se aleja (Figura 2.13).

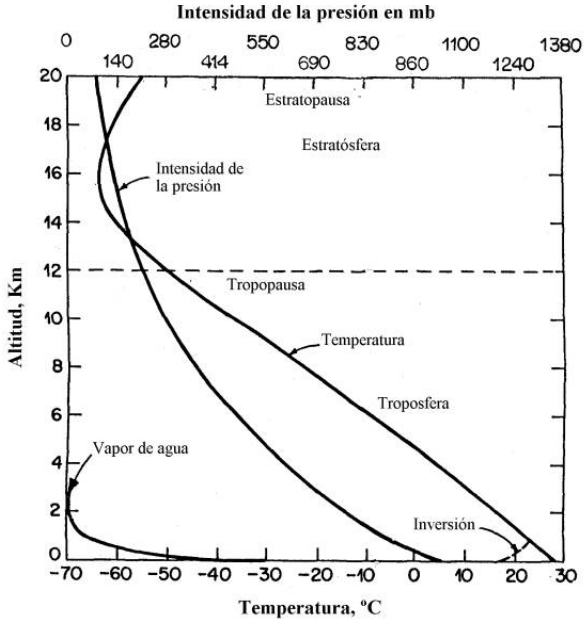


Figura 2.13 Perfil típico de atmósfera estándar (Eagleson, 1970)

Entre la tropopausa y los 25 km se encuentra la estratósfera; entre 25 y 80 km la mesósfera y a partir de los 80 km la ionósfera. Los fenómenos meteorológicos se desarrollan fundamentalmente en la tropósfera y primera parte de la estratósfera, hasta los 20 ó 25 km (tope de superceldas convectivas).

Como se observa en la Figura 2.13, la distribución de la presión y la temperatura es variable y depende de las condiciones atmosféricas.

La atmósfera se puede considerar como un gas ideal, por lo tanto, suponiendo sólo la mezcla de aire seco y vapor de agua se verifica que:

$$P = \rho_S \cdot R_d \cdot T \tag{2.35}$$

Donde T es la temperatura del ambiente expresada en grados Kelvin (ºk); R_d es la constante de gas para el aire seco expresado en cm^2/seg^2 /ºk y ρ_S es la densidad del aire seco.
Despejando la densidad del aire seco de la ecuación 2.35, se tiene:

$$\rho_S = \frac{P}{R_d \cdot T} \tag{2.36}$$

En igual forma para aire húmedo se tiene:

$$\rho_a = \frac{P}{R_a \cdot T} \tag{2.37}$$

Donde R_a es la constante de gas para aire húmedo.

Siendo la atmósfera un fluido compresible, se tiene:

$$\frac{dp}{dz} = -\rho \cdot g \tag{2.38}$$

Remplazando en la ecuación 2.38, el valor de la densidad de aire seco de la ecuación 2.36 queda:

$$\frac{dp}{dz} = -g \cdot \left(\frac{P}{R_d \cdot T} \right) \tag{2.39}$$

Agrupando términos semejantes:

$$\frac{dp}{P} = -g \cdot \left(\frac{dz}{R_d \cdot T} \right) \tag{2.40}$$

Integrando la ecuación 2.40 entre los límites de p y de z queda:

$$\begin{aligned} &\int_{P_o}^{P} \frac{dp}{P} = -\frac{g}{R_d \cdot T} \int_{z_o}^{z} dz \\ &ln(P) - ln(P_o) = -\frac{g}{R_d \cdot T} \cdot (z - z_o) \\ &P = P_o \cdot exp\left[-\frac{g \cdot (z - z_o)}{R_d \cdot T} \right] \end{aligned} \tag{2.41}$$

Donde: P_o es la presión a elevación z_o.
P es la presión a elevación z.
g es la aceleración de la gravedad en cm/seg^2

R_d es la constante de gas de aire seco, igual a 2.876 x 10^6 cm^2 /seg^2 /ºK

Ejemplo 2.3
¿Cuál será la presión a 3000 m del nivel del mar, cuando en este se tiene una presión de 1013 mb y una temperatura de 20ºC?

Solución:
Datos:
Z = 3000 m = 300000 cm z_o *= 0 (nivel del mar)*
P_o *= 1013 mb* *T = 20ºC = 293.15 ºK*
P= ?

$$P = P_o \cdot exp\left[-\frac{g\cdot(z-z_o)}{R_d\cdot T}\right]$$

$$P = 1013\cdot exp\left[-\frac{980\cdot(300000)}{(2876000)\cdot(293.15)}\right]$$

$$P = 1013\cdot\exp(-0.3487) = 714[mb]$$

Un cálculo aproximado se puede realizar considerando un gradiente constante de temperatura en la tropósfera, siguiendo la relación lineal de variación de temperatura (Figura 2.13), así:

$$T = T_0 - \alpha\cdot(z-z_0) \qquad (2.42)$$

Donde: T es la temperatura a la elevación z_1.
T_0 *es la temperatura a la elevación* z_o.
α *es el coeficiente de gradiente de temperatura, igual a 6.5 ºC/km*
z es la elevación a la cual se desea calcular la temperatura
z_0 *es la elevación a la cual se conoce la temperatura*

Sustituyendo el valor de la ecuación 2.42 en la 2.41, queda entonces:

$$P = Po\cdot\left(\frac{T}{T_0}\right)^{g/R_d\cdot\alpha} \qquad (2.43)$$

Ejemplo 2.4
¿Cuál será la temperatura y la presión a los 3000 ms.n.m. sí al nivel del mar se tiene 1013 mb y una temperatura de 27ºC?

Solución:
Datos:
Po = 1013 mb
T_0 *= 27ºC=27ºC + 273 = 300ºk*
α *= 6.5 ºC/km*
z_0 *=0*
z = 3000 ms.n.m. = 3 km

T = ?

a. *Cálculo de la temperatura:*
   Sustituyendo los datos en la ecuación 2.42 se tiene:

$$T = 27 - 6.5 \cdot (3 - 0) = 27 - 19.5 = 7.5[^{o}C] = 280.5[^{o}K] = 7.5\ ^{o}C$$

b. *Cálculo de la presión:*
   Calculando el exponente de la ecuación 2.43 con la constante de gas para aire seco de 2.876 x 10^6 cm^2 / s /º K , α de 6.5 x 10^{-5} ºK/ cm y g de 980 cm/s^2, entonces:

$$\frac{g}{R_d \cdot \alpha} = \frac{980 cm/s^2}{\left(2.876x10^6 \frac{cm^2}{s^2} : \frac{1}{k}\right)\left(\frac{6.5^{o}k}{km} \cdot \frac{1km}{10^5 cm}\right)} = 5.24$$

Luego la presión, P, es:

$$P = (1013) \cdot \left(\frac{T}{T_0}\right)^{5.24} = 1013 \cdot \left(\frac{280.5}{300}\right)^{5,.24} = 712[mb]$$

Humedad atmosférica

El vapor en la atmósfera juega un rol decisivo en la determinación del clima y el tiempo atmosférico con sus efectos fundamentales en la hidrología.

El aire atmosférico contiene cantidades variables de vapor de agua que es función de la temperatura del aire. Cuanto mayor sea la temperatura mayor es la capacidad de la atmósfera de retener vapor de agua. En condiciones de equilibrio (sin condensación o evaporación) el vapor de agua en la atmósfera puede ser tratado como un gas ideal, cuya presión parcial, de acuerdo a la Ley de Dalton, agrega un valor a la presión atmosférica. La Ley de Dalton establece que la presión total de una mezcla de gases es igual a la suma de las presiones parciales de sus componentes, así:

$$P_t = \sum_{i=1}^{n} P_i \qquad (2.44)$$

Esta ley es válida para mezcla de gases ideales, no obstante se puede aplicar en el caso del vapor de agua en la atmósfera:

$$P_a = P_d + P_{va} \qquad (2.45)$$

Donde: P_a es la presión del aire húmedo.
P_d es la presión de aire seco.
P_{va} es la presión real del vapor atmosférico.

La ecuación de estado de los gases perfectos, en general, es:

$$P \cdot V = n \cdot R \cdot T \tag{2.46}$$

Donde: P es la presión total del gas.
V es el volumen del gas.
n es el número de moles.
R es la constante universal de los gases igual a 8.31 J/g mol/ºK ó 0.08206 atm-litro/g-mol/ºK.
T es la temperatura en ºK.

Ahora bien, el número de moles, n (molécula gramo), en una masa de gas, m, es igual a:

$$n = \frac{m}{M} \tag{2.47}$$

Donde M es el peso moleculardel gas.

Remplazando la ecuación 2.47 en la ecuación de estado (2.46), queda:

$$P \cdot V = \frac{m}{M} \cdot R \cdot T \tag{2.48}$$

Despejando la presión se tiene:

$$P = \frac{m}{V} \cdot \left(\frac{R \cdot T}{M} \right) \tag{2.49}$$

Pero, la densidad del gas es:

$$\rho = \frac{m}{V} \tag{2.50}$$

Luego:

$$P = \rho \cdot \left(\frac{R \cdot T}{M} \right) \tag{2.51}$$

Siendo la constante de cualquier gas:

$$R_g = \frac{R}{M} \tag{2.52}$$

Se tiene:

$$P = \rho \cdot R_g \cdot T$$

Por lo tanto, la presión real del vapor de agua en la atmósfera es:

$$P_{va} = \rho_v \cdot R_v \cdot T \tag{2.53}$$

Donde el subíndice v corresponde a la asignación de las variables para el vapor de agua. La atmósfera en la superficie de la tierra tiene una presión de vapor de agua, P_{va}, que no sobrepasa el 1 o el 2% de la presión total.
De la ecuación 2.53 se pueden definir las relaciones para aire seco y para vapor de agua, de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{R}{M_d} \tag{2.54}$$

$$R_v = \frac{R}{M_v} \tag{2.55}$$

Dividiendo la ecuación 2.54 por la 2.55 y despejando Rv, se tiene:

$$\frac{R_d}{R_v} = \frac{R}{M_d} \cdot \frac{M_v}{R} = \frac{M_v}{M_d}$$

$$R_v = R_d \cdot \frac{M_d}{M_v} \tag{2.56}$$

Reemplazando la ecuación 2.56 en la 2.53, queda:

$$P_{va} = \rho_v \cdot \left(R_d \cdot \frac{M_d}{M_v} \right) \cdot T \tag{2.57}$$

Ahora bien, siendo el peso molecular del aire seco, M_d, igual a 28.95 g y el del vapor de agua, M_v, igual a 18.016 g, se tiene la siguiente razón**:**

$$\frac{M_d}{M_v} = 1.61 \tag{2.58}$$

Sustituyendo la ecuación 2.58 en 2.57 se obtiene:

$$P_{va} = 1.61 \cdot \rho_v \cdot R_d \cdot T \tag{2.59}$$

Adicionalmente, de la ecuación 2.56 y la 2.58 se tiene:

$$R_v = 1.61 \cdot R_d \tag{2.60}$$

Despejando la densidad del vapor de la ecuación 2.59, se obtiene la densidad del vapor de agua de la atmósfera:

$$\rho_v = 0.622 \cdot \left(\frac{P_{va}}{R_v \cdot T} \right) \tag{2.61}$$

La constante 0.622 es la gravedad específica o relación de pesos moleculares del vapor de agua y el aire seco a la misma temperatura.
En igual forma, la densidad para el aire húmedo es:

$$\rho_a = 0.622 \cdot \left(\frac{P_a}{R_a \cdot T} \right) \tag{2.62}$$

Tabla 2.5 Resumen de las ecuaciones de estado de los gases para aire seco y para vapor de agua

Parámetros	**Valores**
Constante universal de los gases perfectos	R = 8.31 J/g-mol/ºK R= 0.08206 litros-atm./g-mol/ºK
Constante de gas para aire húmedo y seco $R_a \approx R_d$	$R_d = \frac{8.31}{28.95} = 0.287\left[\frac{J}{g-mol\cdot^o K}\right] = 287\left[\frac{J}{kg-mol\cdot^o K}\right]$ $R_d = \frac{0.08206}{28.95} = 0.002835\left[\frac{l\cdot atm}{g-mol\cdot^o K}\right]$
Constantes de gas para vapor de agua	$R_v = \frac{8.31}{18.016} = 0.461\left[\frac{J}{g-mol\cdot^o K}\right] = 461\left[\frac{J}{kg-mol\cdot^o K}\right]$ $R_v = \frac{0.08206}{18.016} = 0.00455\left[\frac{l\cdot atm}{g-mol\cdot^o K}\right]$

Ahora bien, se define como humedad específica de la atmósfera de aire húmedo , ω_e, a la razón entre la densidad del vapor de agua y la densidad del aire húmedo.

$$\omega_e = \frac{\rho_v}{\rho_a} \tag{2.63}$$

Basado en las ecuaciones 2.61 y 2.62, la 2.63 se puede expresar como:

$$\omega_e = 622 \cdot \frac{P_{va}}{P_a} \tag{2.64}$$

Donde P_{va} y P_a están en milibares y ω_e en gr/kg.

La humedad absoluta es el peso del vapor de agua por unidad de volumen de aire húmedo y se expresa en g de vapor por m^3 de aire. O sea, la humedad absoluta varía si el aire se dilata o se contrae por variaciones de temperatura. En cambio el peso de 1 kg de aire seguirá siendo igual a distintas temperaturas, es decir, la humedad específica no varía con los cambios de temperatura.

Relación de mezcla es R_m = masa del vapor/masa del aire seco = 622. e/p en gr/kg

La humedad del aire se expresa comúnmente como humedad relativa, ϕ, que es la razón de la presión de vapor, P_{va}, y la presión de saturación, P_s, a temperatura ambiente, expresada en porcentaje:

$$\phi = \left(\frac{P_{va}}{P_s} \right) \cdot 100 \qquad (2.65)$$

La presión de vapor de saturación, P_s, es la máxima cantidad de vapor de agua que la atmósfera puede retener a una determinada temperatura. Cuando el aire está saturado $P_{va} = P_s$. En la Tabla 2.6, se presentan los valores de P_s en función de la temperatura.

Tabla 2.6 Propiedades físicas del agua

Temp. ºC	Gravedad específica	Densidad, g/cm^3	Calor de vaporización, cal/g	Viscosidad		(P_s) Presión de vapor		
				Absoluta centipoises	Cinematica, centistokes	Mm Hg	Millibars	g/cm^2
-40							0.19	
-30							0.58	
-20							1.25	
-10							2.86	
0	0.99987	0.99984	597.3	1.79	1.79	4.58	6.11	6.23
5	0.99999	* 0.99996	594.5	1.52	1.52	6.54	8.72	8.89
10	0.99973	0.99970	591.7	1.31	1.31	9.20	12.27	12.51
15	0.99913	0.99910	588.9	1.14	1.14	12.78	17.04	17.38
20	0.99824	0.99821	586.0	1.00	1.00	17.53	23.37	23.83
25	0.99708	0.99705	583.2	0.890	0.893	23.76	31.67	32.30
30	0.99568	0.99565	580.4	0.879	0.801	31.83	42.43	43.27
35	0.99407	0.99404	577.6	0.719	0.723	42.18	56.24	57.34
40	0.99225	0.99222	574.7	0.653	0.658	55.34	73.78	75.23
50	0.98807	0.98804	569.0	0.547	0.554	92.56	123.40	125.83
60	0.98323	0.98320	563.2	0.466	0.474	149.46	199.26	203.19
70	0.97780	0.97777	557.4	0.404	0.413	233.79	311.69	317.84
80	0.97182	0.97179	551.4	0.355	0.365	355.28	473.67	483.01
90	0.96534	0.96531	545.3	0.315	0.326	525.89	701.13	714.95
100	0.95839	0.95836	539.1	0.282	0.294	760.00	1013.25	1033.23

*Densidad máxima del agua es igual 0.999973 gr/cm^3 a 3.98ºC

Otro parámetro de uso frecuente es el punto de rocío (T_d) es la temperatura a la cual la humedad contenida en la atmósfera, en un determinado momento, se condensa, es decir, el aire al enfriarse se satura a presión constante (la presión atmosférica a una determinada elevación). En otras palabras, es la temperatura a la cual el aire se encuentra saturado con su presión de vapor (P_{va}= P_s). En la Figura 2.14 y el ejemplo 2.6, se ilustra este concepto.
Al referirse a presión constante, resulta evidente que el punto de rocío del aire a determinada presión, es diferente si se consideran elevaciones distintas (distintas presiones); por lo tanto, cambia con la presión atmosférica.
El punto de rocío se obtiene con psicrómetros, tablas o cartas psicrométricas o con el abaco de carta psicrométrica (Capítulo 14) que dan la relación entre la lectura de la temperatura ambiente (temperatura de bulbo seco) y la temperatura de bulbo húmedo.

Ejemplo 2.5
Calcular la humedad específica del aire para una humedad relativa de 60%, una temperatura de 25 ºC y una presión de la atmosféra de 1013 mb.

Solución:

Datos:
$\varnothing$ = 60%
T = 25ºC
P = 1013 mb
ω_e=?

De la Ttabla 2.6, para un temperatura de 25ºC, la presión de saturación es: P_s = 31.67 mb. Luego, sustituyendo datos en la ecuación 2.65 de la humedad relativa y despejando P_{va}, se tiene:

$$\phi = \left(\frac{P_{va}}{P_s}\right)\cdot 100$$

$$P_{va} = \frac{\phi \cdot P_s}{100} = \frac{(60)\cdot(31.67)}{100} = 19[mb]$$

Luego, la humedad específica es:

$$\omega_e = 622 \cdot \frac{P_{va}}{P_a}$$

$$\omega_e = 622 \cdot \left(\frac{19}{1013}\right) = 11.68\left[{}^{g}\!/_{kg}\right]$$

Ejemplo 2.6

Calcular el punto de rocìo y la humedad relativa para una temperatura de 30ºC y una presiòn de vapor (P_{va}) de 20 mb

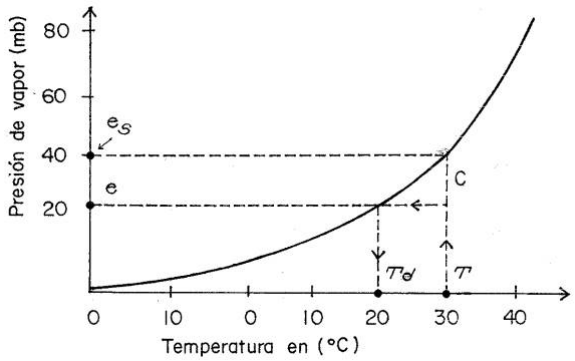


Figura 2.14 Presión de vapor de saturación vs temperatura (figura no a escala)

En la Figura 2.14, la intersección de P_{va} = 20 mb y T = 30 ºC es el punto C.
Desde C, verticalmente al interceptar a la línea de saturación se lee en la ordenada la presión de saturación Ps = 40 mb.
Desde C, horizontalmente al interceptar la línea de saturación en la abscisa se lee el punto de rocío Td = 20º.
La Humedad Relativa es de acuerdo a la ecuación 2.65:

$$\Phi = \frac{20.00}{40.00} x100 = 50\%$$

Es decir, que si se tiene una temperatura ambiente de 30 ºC y una presion de vapor de 20 mb el aire estaría saturado si la temperatura baja a 20 ºC. Y consecuentemente si la temperatura es de 30 ºC y la humedad sube a una presion de vapor de 40 mb el aire se satura.

La temperatura del aire en la atmósfera va disminuyendo con la altura por expansión y se calienta al descender por compresión. El gradiente de temperatura es diferente para aire húmedo o seco:

- El gradiente adiabático seco se puede tomar como una variación de 1ºC cada100 metros.
- El gradiente adiabático húmedo se puede tomar como una variación de 0.5ºC cada 100 metros.

Si una masa de aire tiene humedad, al ascender se enfría pero al mismo tiempo condensa la humedad que libera el calor latente de condensación y calienta el aire, por ello ese gradiente húmedo es menor que el seco.

Si al ascender el aire condensa la humedad y va precipitando, el proceso es diferente a los dos gradientes mencionados y no es estrictamente adiabático, ya que el agua lleva calor fuera del sistema. Ese gradiente depende de la precipitación y en general se ubica entre el húmedo y el seco.

En el CD se amplian conceptos sobre este tema y se muestra un abaco de carta psicrometrica.

Evapotranspiración

La evapotranspiración se refiere a la parte del ciclo hidrológico que combina el proceso de la evaporación directa del suelo y la transpiración de los vegetales. Estudios detallados de la evapotranspiración han demostrado diferencias significativas entre las mediciones de la evaporación en tanques y el uso de la humedad edáfica por las plantas.

El concepto de evapotranspiración es muy importante en agricultura. En el caso de diseño hidrológico, la evapotranspiración no se considera en el cálculo de crecientes producidas por eventos aislados (modelos de crecientes), ya que no se tiene en cuenta el desecamiento del suelo en períodos secos (capítulo 7).

En la modelación continua, en cambio, este proceso adquiere una especial importancia, ya que la evapotranspiración es el proceso dominante en la extracción del agua del perfil del suelo en períodos secos (sin precipitaciones). La estimación incorrecta de la evapotranspiración constituye una de las principales fuentes de error en análisis hidrológicos continuos.

Los métodos de medición de la evaporación y la evapotranspiración, así como las ecuaciones y métodos de estimación se desarrollan en Chambouleyron (2005).

2.4. ESCORRENTÍA

Teoría de la formación del flujo superficial

Usualmente cuando la tasa de la precipitación o de la fusión nival excede la tasa de infiltración superficial, el exceso de agua comienza a acumularse temporalmente en pequeñas depresiones de la superficie del suelo o simplemente escurre convirtiéndose en escorrentía superficial.
El total de la precipitación puede considerarse constituida de dos componentes: una de "exceso de lluvia" o "precipitación efectiva" y otra de "pérdidas". La primera es la que contribuye directamente a formar la escorrentía superficial, mientras que la segunda, es la precipitación remanente como evaporación, evapotranspiración, intercepción por vegetación o por el suelo e infiltración que en un principio no aporta a la escorrentía superficial. El proceso así descrito incluye otros componentes como escorrentía subsuperficial y el flujo subterráneo. La Figura 2.15 representa en forma simplificada los procesos involucrados entre la precipitación-el suelo y la atmósfera.

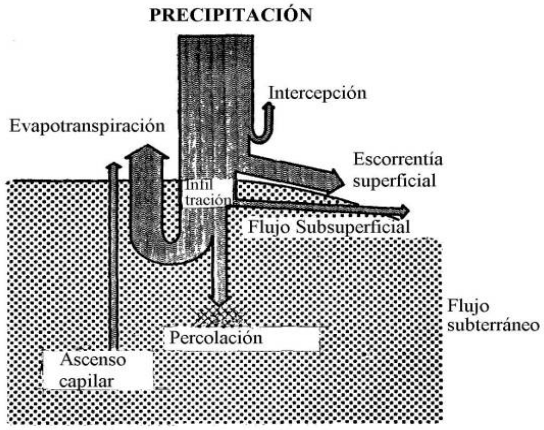


Figura 2.15 Relaciones entre la precipitación, el flujo del agua en el suelo, la atmósfera y la escorrentía (Gardner, 1958)

La escorrentía superficial está formada en un primer momento por el flujo en forma de lámina sobre la superficie del suelo ("overland flow"). Si la cuenca receptora tiene pendiente este flujo fluye por gravedad hacia cursos de agua o canales de drenaje en principio pequeños (cauces de orden 1) (Capítulo 6), los cuales se van agrupando en cauces de orden superior formando luego los tributarios principales de los grandes ríos.
Cuando la cuenca carece de pendiente, como es el caso de buena parte de las llanuras (pocos centímetros por kilómetro), no existe un sistema de drenaje jerarquizado pues predomina el escurrimiento en forma laminar. En estas circunstancias son predominantes los movimientos verticales (infiltración – percolación – movimiento del flujo subterráneo y evapotranspiración) limitados por la presencia de lagunas naturales u obras de infraestructura como terraplenes, canales y colectores.
En cuencas con pendiente y sistemas de drenaje definidos la escorrentía superficial mostrada en la Figura 2.15, forma el caudal total que fluye a la salida de la cuenca. Este caudal total se divide, por razones prácticas, en dos: escorrentía directa y flujo base. La primera es aquella parte de la escorrentía que llega rápidamente al sistema de canales de drenaje después de una lluvia, formando la creciente; mientras que la segunda es aquella componente proveniente del afloramiento de aguas subterráneas y el flujo subsuperficial.

El flujo subsuperficial es aquella porción de la precipitación que se infiltra y se mueve lateralmente por la parte superior del perfil del suelo hacia los cursos o canales del sistema de drenaje de la cuenca.

El flujo subterráneo es aquella parte del flujo que se forma principalmente por percolación profunda en la misma cuenca (acuíferos a presión atmosférica o estratos profundos de suelo con presencia del nivel freático), o por el aporte de precipitaciones (lluvia, fusión nival y glacial) en cuencas confinadas entre capas de suelo impermeables y bajo presión superior a la atmosférica. En el contexto general del ciclo hidrológico, los diferentes aportes al flujo subterráneo, descargan finalmente en los cauces, con mayor o menor retardo según sea la conductividad hidráulica del suelo y la pendiente del acuífero.

Factores climáticos y fisiográficos que afectan la escorrentía

El principal efecto climático es la intensidad y la duración de la precipitación. La intensidad resulta fundamental porque se relaciona con la tasa de infiltración del suelo. Si la intensidad de la lluvia es mayor a la tasa de infiltración, todo el excedente de la lluvia es escorrentía superficial.
La intensidad (lámina/tiempo) se relaciona con la duración de la precipitación, así una lluvia de intensidad de 40 mm probablemente no produzca escorrentía en 24 horas pero en una hora seguramente producirá una creciente importante.

En cuencas de régimen nival resulta importante el equivalente de agua en el manto de nieve y su extensión y durante el período de fusión la radiación solar y la temperatura, el viento y otros factores que se explican en el Capítulo 12.
En cuencas de llanura y climas húmedos, o incluso en cuencas montañosas de climas húmedos, adquiere singular importancia la lámina total que precipita en lluvias de larga duración. En esas condiciones el perfil del suelo se satura y lluvias posteriores producen fuertes crecientes. El monitoreo de la lluvia total caída y el conocimiento de las condiciones edáficas del perfil, son en estos casos elementos de gran importancia en el pronóstico y prevención de crecientes e inundaciones.
Si se trabaja con crecientes provocadas por una tormenta determinada (sobre todo si es intensa y de corta duración), la evaporación y evapotranspiración carecen de significado, mientras que si se simula el régimen de escorrentía con un modelo continuo (Capítulo 7), los factores de evapotranspiración son muy importantes. En el marco de esta consideración es importante recalcar que en modelos de crecientes la medición de la lluvia con una sensibilidad de 1 mm es suficiente, en cambio en una simulación continua se hace necesario una sensibilidad de 0,2 mm.
La evaporación y evapotranspiración son factores fundamentales en planicies de baja pendiente donde los movimientos verticales del agua predominan sobre los horizontales.
En relación al suelo, el antecedente de humedad en el perfil (producido por lluvias precedentes) es de primordial importancia. Un modelo calibrado para una creciente que tiene una determinada condición de humedad antecedente, difícilmente podrá reproducir satisfactoriamente otra creciente con diferentes condiciones de humedad antecedente. En este caso se deben también reproducir esas condiciones para verificar la bondad de la calibración de un modelo.
En relación a los efectos fisiográficos, considerados en detalle en el Capítulo 6, se pueden enumerar algunos:

- Relativos a la cuenca: tamaño, forma, pendiente, orientación (este último en cuencas nivales).

- Densidad y forma de la red de drenaje.
- Altitud: presencia de lagos y depresiones, uso del suelo, cobertura vegetal (tipo y densidad de vegetación), tipo de suelo (capacidad de infiltración, permeabilidad, presencia de capas freáticas).
- Parámetros geomorfológicos, como rectángulo, equivalente y otros que se describen en el Capítulo 6.

3

Mediciones Hidrológicas

3.1. INTRODUCCIÓN

En diseño hidrológico el acopio de datos históricos es de fundamental importancia a fin de conocer el comportamiento local y regional de los procesos hidrometeorológicos.
Toda la información disponible ayuda a realizar extrapolaciones estadísticas y a calibrar y verificar modelos matemáticos.
La información hidrológica de carácter histórico son datos “reales” de eventos ocurridos y su importancia no se puede dejar de considerar en todo estudio serio de análisis y diseño hidrológico.
Los procesos hidrológicos y meteorológicos varían en espacio y en tiempo y por ello las redes de medición como se expone más adelante, son un elemento clave para obtener información confiable.
Si bien los procesos hidrológicos varían con el tiempo (Series de tiempo) y en el espacio estos se miden como muestras puntuales, es decir mediciones hechas a traves del tiempo en lugares fijos (estaciones de medición).
Actualmente las imágenes de radar y de satélite están permitiendo con mayor precisión las mediciones distribuidas en el espacio.

3.2. MEDICIONES PUNTUALES

Los datos hidrometeorológicos mas comunes (figura 3.1) son tratados a continuación:

.

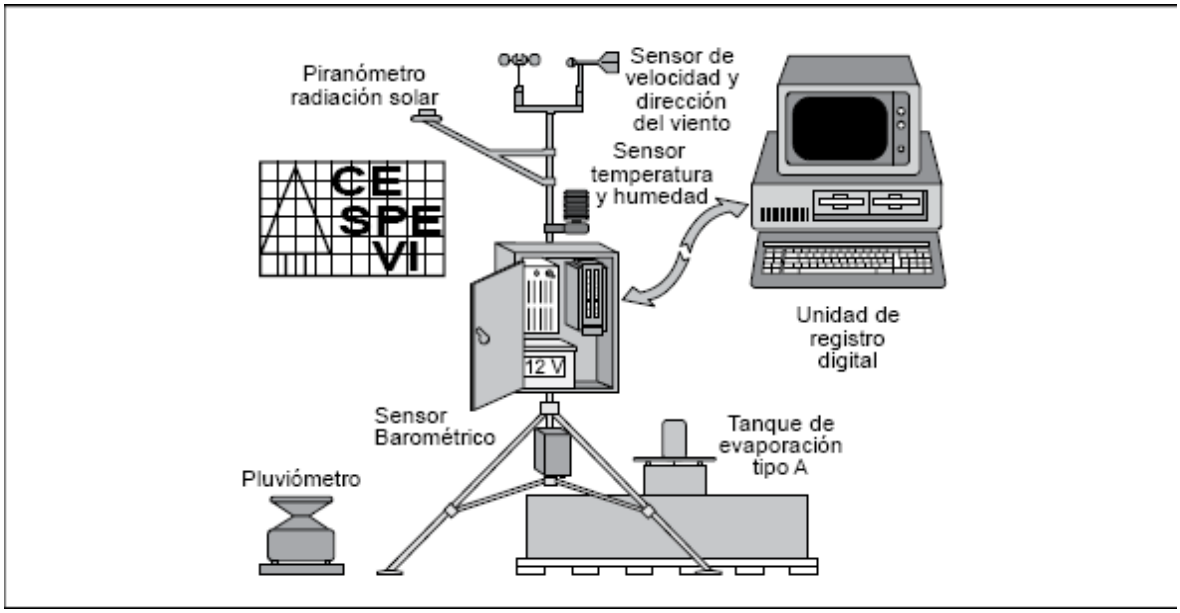


Figura 3.1.Esquema de una estación meteorològica digital (Fattorelli, 2003)

Medición puntual de la precipitación

La lluvia se mide con dos tipos de instrumentos: medidores sin registro (pluviómetros) y medidores con registro (pluviógrafos).
En realidad cualquier recipiente (de cualquier tamaño) es conveniente para medir la làmina total de la lluvia caída durante una tormenta. Sea esta de cualquier duración y simplemente midiendo con una regla la altura de la lluvia caída, pero debido a las variaciones que se pueden producir por efectos diversos (viento, influencia del tamaño y forma del recipiente) y a la necesidad de estandarizar la medida se han establecido medidores estandar como se verá.
En cuanto a los pluviógrafos los hay de distinto tipo y todos registran en papel o digitalmente la lluvia caída y sus variaciones a través del tiempo.
Debido a la importancia de este dato, se debe tener especial cuidado en la elección del sitio para la instalación del aparato de medición, en cuanto a su facilidad de acceso, como de evitar factores que distorsionan la medición como cercanías de árboles o edificios y cumplir las normas que se han establecido.

Lámina o altura de la lluvia

La lluvia se mide en milímetros caídos sobre una determinada superficie:
1 mm de lluvia sobre 1 m^2 de superficie es:

$$1 \text{ mm de lluvia sobre } 1\ m^2 = 0.1 \text{ cm} \times 10000\ cm^2 = 1000\ cm^3 = 1 \text{ litro}$$

o sea que una lluvia de 30 mm equivaldrá a 30 litros por m^2.
Por hectárea (10000 m^2) serán 300000 litros. Así, si en una región precipitan 500 mm/año equivalen a 5000 m^3/Ha/año).

Estructura de un pluviómetro

En la Figura 3.2a, representa el esquema de un pluviómetro.
La lluvia caída se acumula en un recolector que tiene un embudo y un robinete para recoger el líquido en una probeta adecuadamente tarada para leer directamente los milímetros de lluvia.

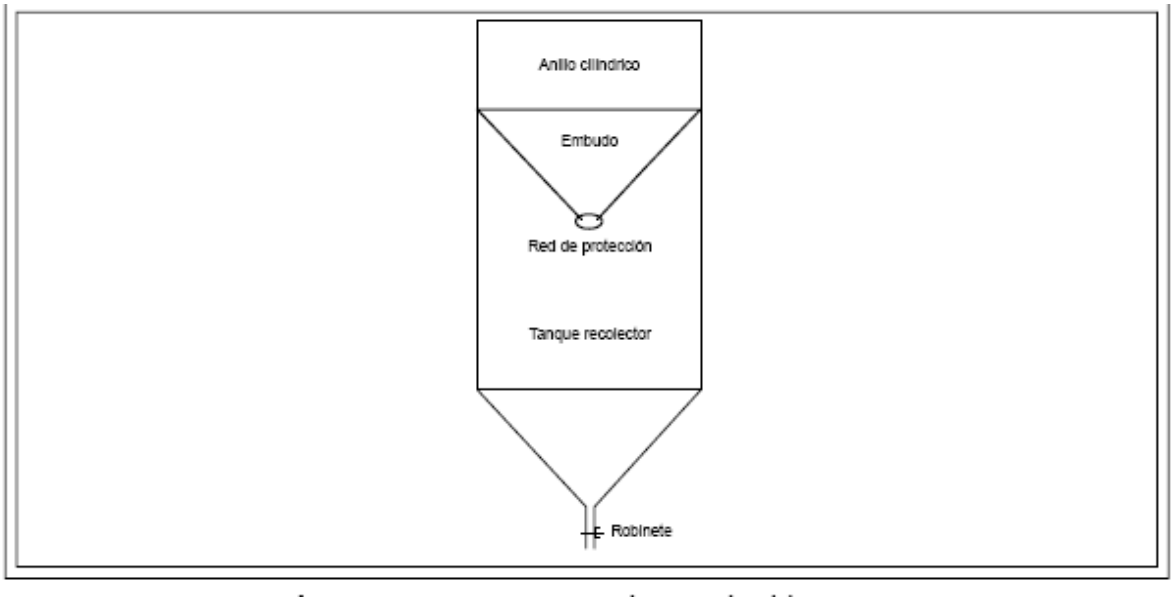


Figura 3.2a - Esquema de un pluviómetro

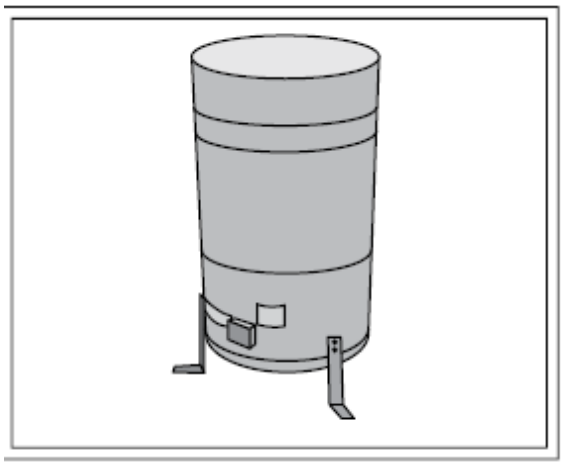


Figura 3.2.b

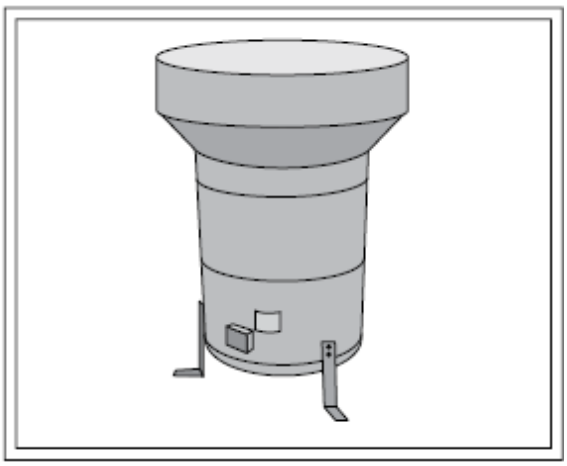


Figura 3.2.c

Las Figuras 3.2.a, b y c son extraídas de Fattorelli, (2003) y corresponden a instrumentos estándar del Servicio Hidrográfico y Mareográfico de Italia.
El pluviómetro estandard tiene una boca de diámetro igual a 0.357 m, que equivale a un área de 0.1 m^2, es decir por cada litro de agua que se acumula, equivale a 10 mm de lluvia.
Se instalan a 1.5 m del suelo en áreas abiertas; el aparato se debe colocar perfectamente vertical.

Estructura de un pluviógrafo

En términos generales existen tres diseños de pluviógrafos: de balanza, de flotador y de cubeta basculante. Uno de balanza recoge la lluvia caída, en forma continua en un tanque recibidor que determina el peso de la misma y su equivalente en lámina se registra en una

faja de papel adosada a un tambor movido por un aparato de relojería o a un sistema digital. Resultan ser los más útiles para registros de nieve, granizo y mezclas de lluvia y nieve.
Un pluviógrafo de flotante tiene una cámara con un flotador que sube cuando se incrementa el nivel del agua en la cámara; este ascenso se registra, al igual que el anterior, en faja de papel, grabada con una pluma con tinta o en sistemas digitales (cinta o disco magnético o memoria sólida). Para poder registrar lluvias de mayor magnitud tienen un sifón que vacían automáticamente la cámara.
El de cubeta basculante, utiliza dos cubetas, adecuadamente calibradas que vuelcan su contenido cada vez que recogen un volumen (peso) de agua equivalente a 1 mm de lámina recogida por la boca del aparato. Esto al igual que las anteriores, se registra en una faja con una pluma registradora o en sistemas digitales.
En los sistemas de teletransmisión el agua no se acumula, sino que envía una señal a la estación central cada vez que se registra un milímetro de lluvia (ver capítulo 14).

La Figura 3.3 muestra el esquema de un pluviógrafo de cubeta basculante

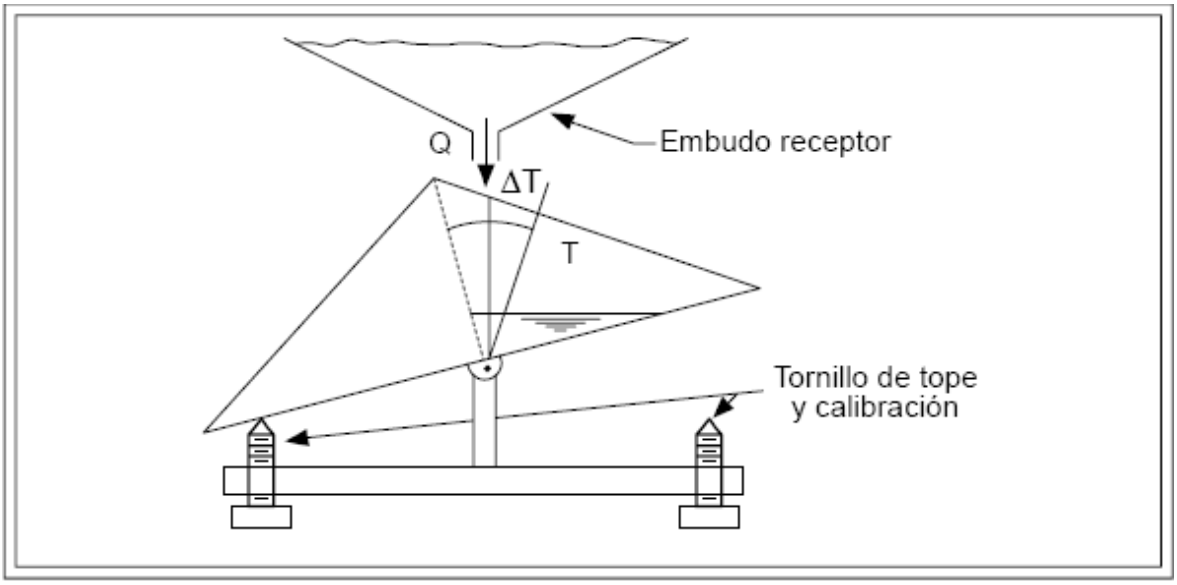


Figura 3.3. – Pluviógrafo de cubeta basculante (“tipping Bucket”)

El pluviógrafo permite conocer la intensidad de la lluvia en un determinado intervalo de tiempo (ie 1 minuto, 1 hora).
El gráfico de lluvia caída en un intervalo de tiempo, durante la duración de la tormenta es el hietograma de la precipitación (Capítulo 2).
Es común adosar a los pluviómetros y pluviógrafos un aparato contra viento a fin de minimizar el efecto del viento en la medición. En zonas abiertas y ventosas, se pueden usar como rompevientos cadenas forestales rodeando el aparato (ie álamos) adecuadamente alejados del instrumento para no interferir en la medición. Una regla práctica es que el ángulo desde la boca del aparato hasta la copa de los árboles debe ser entre 20º y 30º y no mayor de 45º.
Existen numerosas investigaciones en relación a los errores de medición causados por diversos factores (OMM, 1982). La calibración anual de los pluviógrafos es de gran importancia.

3.3. MEDICIONES DE NIEVE

Se pueden medir en pluviómetros con calentadores (Figura 3.2.c) o con cubetas con líquidos anticongelantes que fusionan la nieve al caer dentro del aparato.
En zonas de cubiertas de nieve permanente o valores elevados de acumulación, resultan más adecuadas las mediciones con almohadas de nieve ("snow pillows") que miden la presión del peso de la nieve caída sobre una almohada de acero inoxidable flexible llena con un líquido anticongelante (glicometol). Estas miden el equivalente de agua en la nieve y no la profundidad del manto.

3.4. EVAPORACIÓN

El método más común es el uso del tanque cilíndrico de evaporación tipo A (U.S. class A) que mide 25.4 cm (10 pulgadas) de profundidad y 120.67 centímetros (4 pies) de diámetro. Fabricado de hierro galvanizado sin pintar y colocado horizontal sobre el suelo apoyado en soportes de madera que permiten que circule el aire debajo del tanque.
Normalmente en una estación de evaporación se agregan 1 pluviómetro, un anemómetro, un termómetro para la temperatura del aire y un termómetro para la temperatura del agua.
Diariamente se mide el nivel del tanque, que se resta del nivel del día anterior y se lo corrige por la precipitación del pluviómetro. Como la evaporación es mayor que la de una superficie extensa de agua (i.e., un lago) se lo corrige por un factor menor que uno, como se indica en Tabla (Linsley et al., 1982)

Lugar	Coeficiente de Tanque A
Davis, California	0.72
Denver, Colorado	0.67
Felt lake, California	0.77
Ft. Collins, Colorado	0.70
Red Bluff, Texas	0.68
India, (Poona)	0.69
Israel (Aeropuerto)	0.74
UK (London)	0.20
Rusia (Duborke)	0.64

Las mediciones, en los lugares que se refieren en la Tabla, se han hecho en comparación con tanques más grandes que se asume que registran adecuadamente la evaporación de lagos.

Evapotranspiración

Es uno de los parámetros más importantes de medir en agricultura (sobretodo en cálculos para irrigación) y es la combinación de la evaporación del suelo mas la transpiración de la vegetación.
En estaciones experimentales se mide con lisímetros, que son tanques rellenos de suelo y con vegetación, que se miden por la variación diaria del peso del (o los tanques).

En diseño o cálculos agrícolas se usan ecuaciones adecuadas que calculan la evapotranspiración en base a factores climáticos (temperatura, viento, radiación solar) o aplicando factores de cultivo a la evaporación del tanque tipo A (Chambouleyron, 2005).

3.5. MEDICION DE NIVELES EN CURSOS DE AGUA (RIOS, CANALES) O CUERPOS DE AGUA (LAGOS)

Las mediciones de niveles de pelo libre se pueden hacer como niveles máximos de crecientes o niveles en función del tiempo. La determinación de niveles máximos de crecientes se pueden hacer en forma simple con la observación del punto donde en una creciente llega la resaca o con escalas colocadas a orillas del curso de agua y observando también en ellas el sedimento o la resaca que deja el agua. Se puede también con la escala colocar un tubo con algún elemento que flote (corcho) el cual quedará adherido a la escala. Los aparatos registradores que miden niveles en función del tiempo, se denominan limnímetros y los hay de distintos tipos.

Limnígrafos a flotante

En la Figura 3.4 se muestra un esquema de este sistema que consiste en un flotador con un contrapeso colocado en una cámara de aquietamiento y conectado a un tambor de relojería con una faja que es grabada con tinta especial o conectada a un sensor digital que graba en cinta, disco o memoria sólida o trasmite las variaciones de nivel (de acuerdo a una variación preestablecida) a una estación central si el sistema es de telemetría (Capítulo 14).

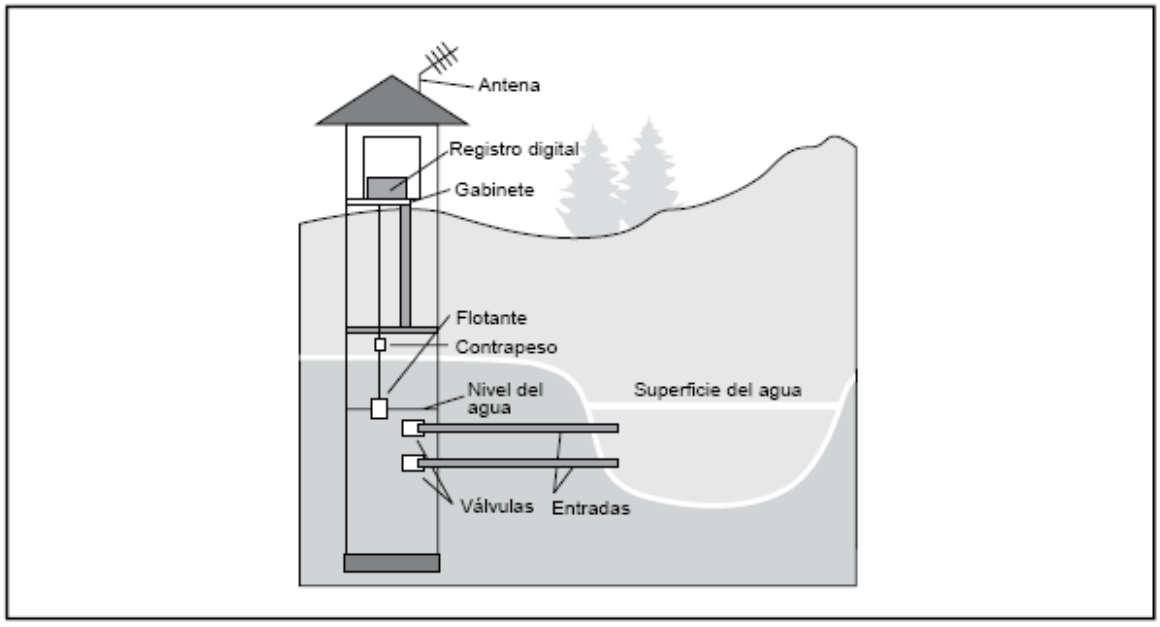


Figura 3.4. – Esquema de un limnígrafo a flotante (Borga, 2003)

Limnígrafo de burbuja

Mide el nivel del agua bombeando desde un cilindro de gas a presión (usualmente Nitrógeno) una corriente continua de gas a un tubo sumergido en el agua de la corriente (o de un lago).
La presión necesaria para empujar la corriente de gas es una medida de la presión hidrostática de la profundidad del agua. Esta presión se mide con un transductor de presión o se trasmite a un manómetro de mercurio que previamente calibrado indica directamente el nivel del pelo libre del agua por encima del punto donde está colocado el tubo de salida de gas. El tubo debe tener una cota definida con respecto al fondo del curso o del cuerpo de agua.
La Figura 3.5 indica el esquema de un medidor de burbuja

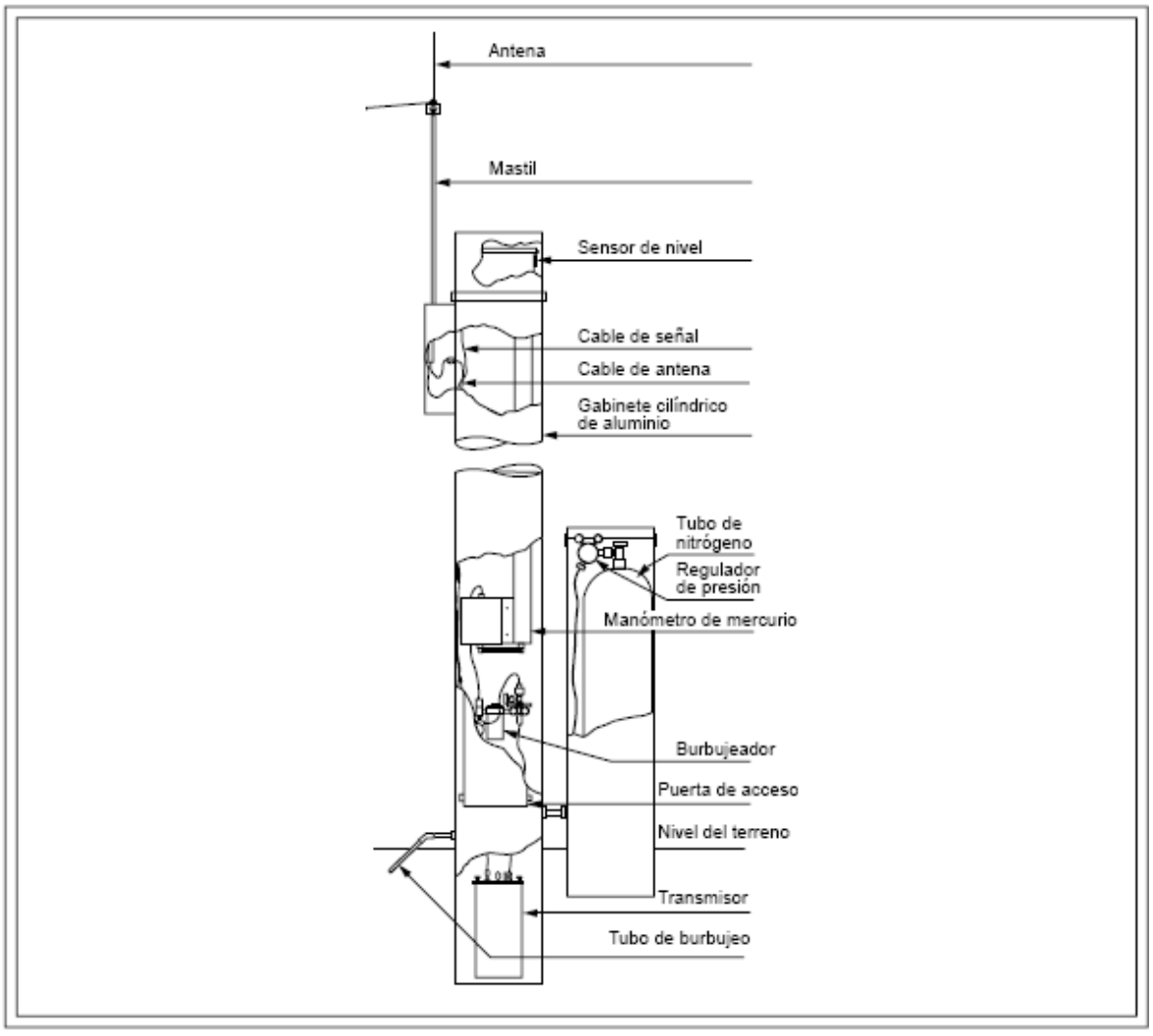


Figura 3.5. – Estación telemétrica de nivel a burbuja (Sierra Misco Inc, 1984)

3.6. MEDICION DE CAUDALES

El caudal es la cantidad de agua que pasa en un cierto instante a través de una sección. El caudal, siendo una de las variables más importantes en estudios hidrológicos se mide indirectamente en función del nivel de la corriente (y el área de la sección) y la velocidad del flujo (caudal es igual a área por velocidad).
La determinación de caudales para diferentes niveles, permite el cálculo de la relación altura/caudal o tabla de calibración o curva si se grafican los valores (Ejemplo 4.18).
Se asume que existe, para una sección de un curso de agua, una relación biunívoca entre caudal y nivel (escala de la sección) que permite obtener el caudal con la observación del nivel del agua.

Velocidad del flujo

Se mide utilizando molinetes o correntómetros que determinan la velocidad del flujo en distintos puntos de la sección transversal (Figura 3.6). Operativamente se procede según sea el ancho de la sección. En cauces chicos se puede hacer bajando el molinete en el cauce y atravesando el mismo a pie. En cauces anchos se toman mediciones desde un puente o desde vagonetas especialmente construidas que se desplazan sobre un cable de acero movidas por el propio operador (Figura 3.7).

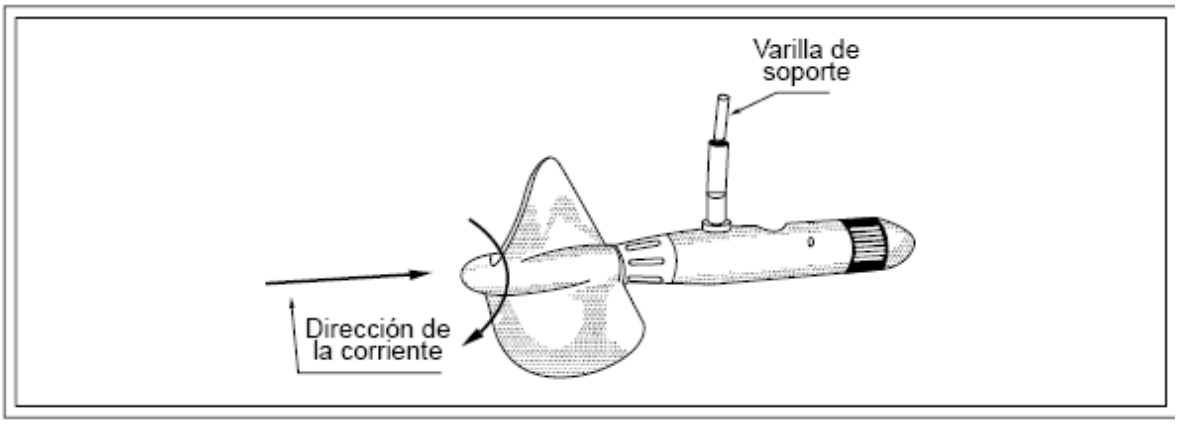


Figura 3.6. – Molinete de medición de velocidad de la corriente

Figura 3.7. – Mediciones de velocidad con Molinete desde una vagoneta (Estación Río Mendoza en Guido, Argentina S.S.de Rec. Hídricos de la Nación)

Los niveles de cursos de agua y caudales, se miden frecuentemente desde estructuras hidráulicas calibradas como: caídas, vertederos, orificios (compuertas) (Henderson, 1966). En la Figura 3.8 se muestra un vertedero triangular, calibrado para determinar niveles y caudales en el torrente de Divisadero Largo (Mendoza, Argentina). Los niveles se obtienen con una estación telemétrica de burbujeo como la de la Figura 3.5.

Figura 3.8. – Vertedero Triangular en el torrente Divisadero Largo (Mendoza, Argentina INA – Centro Regional Andino) calibrado en modelo físico en laboratorio.

El caudal en estos casos se determina con la ecuación de la estructura del tipo

$$Q = c\ h^n \qquad (3.1)$$

Donde:Q = caudal en m^3/s
h = nivel hidrométrico desde el vértice en metros
c y n = constantes de calibración de la estructura

Determinación del caudal en una sección

El caudal se determina sobre la base de la geometría del área hidráulica de la sección (Figura 3.9)

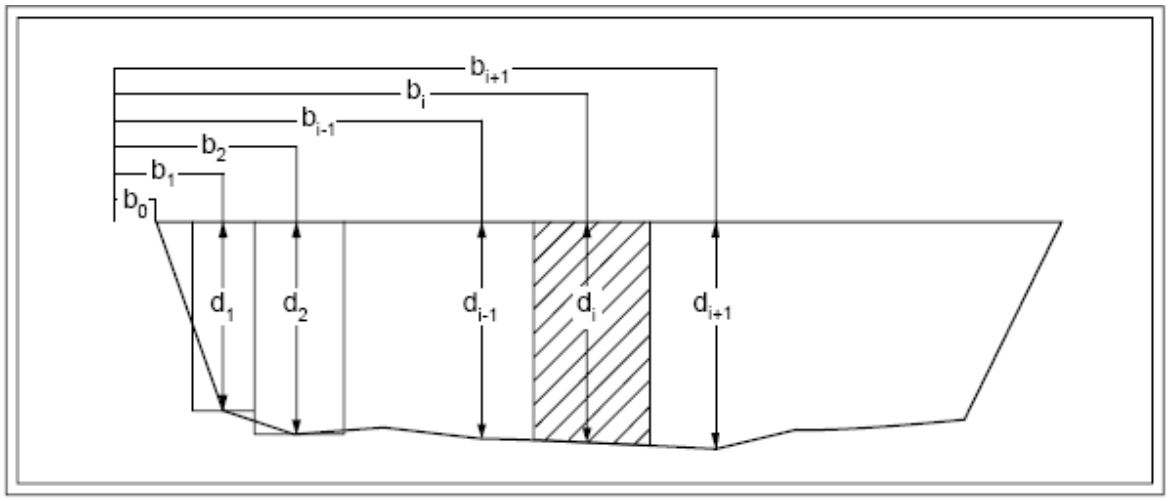


Figura 3.9. – Cálculo del caudal en la sección de un curso de agua

Tal como se indica en la Figura 3.9 a intervalos regulares se mide velocidad (con molinete) y profundidad. Si el tirante di es menor de 0.8 metros la velocidad (vi) se mide a 0.6 di, si el tirante es mayor de 0.8 metros se mide la velocidad a 0.2 di y a 0.8 di y se obtiene el promedio.
El caudal (qi) se calcula para cada sección con la ecuación:

$$qi = Vi\left(\frac{bi_H - bi - 1}{2}\right).di \qquad (3.2)$$

El caudal total es la suma de los qi relativos a los diferentes segmentos.

Estimación indirecta del caudal por el método "pendiente-área" ("slope-area method")

Este método (Dalrymple et.al., 1967) se usa generalmente para estimar los caudales de pico que han pasado por una determinada sección en una creciente.
Si bien se lo utiliza libremente se debe considerar que la estimación será mas precisa si se dan las siguientes condiciones:

- Tramos del río rectilíneos parcialmente convergentes
- Propiedades geométricas e hidráulicas uniformes

En las secciones se determina el área de cada una y la pendiente del curso de agua. Se estima el coeficiente n de Manning y se calcula la velocidad con:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad (3.3)$$

Donde: V = Velocidad media
R = Radio Hidráulico = A/P
A = Area de la sección

P = perímetro mojado

Método de Ultrasonido

El principio de funcionamiento está basado en un transductor de ultrasonido que trasmite un impulso hacia la superficie a medir (en este caso la superficie del pelo de agua) y releva el eco reflejado resultante.
El tiempo transcurrido entre el impulso trasmitido y el eco recibido se convierte en una distancia.
El sensor debe ser compensado en relación a la temperatura por cuanto la celeridad de propagación de la señal acuática en el aire depende entre otras de la temperatura.
La Figura 3.10 ilustra como funciona este método.

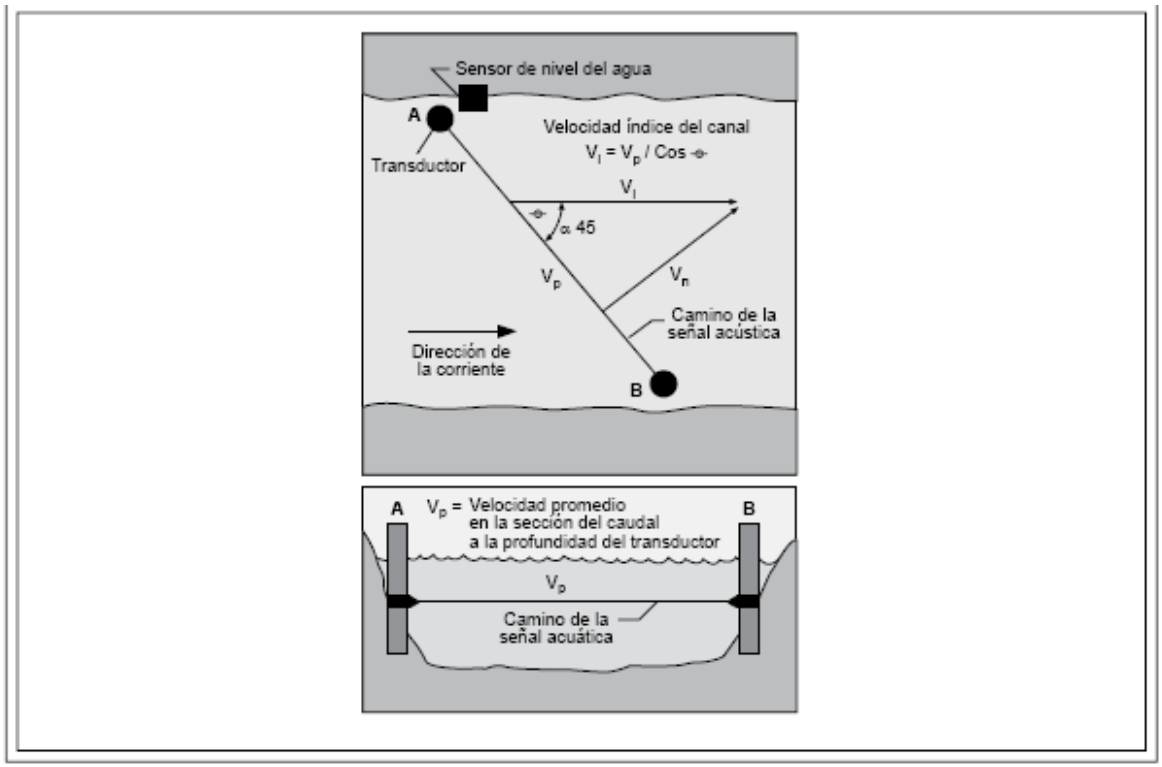


Figura 3.10. – Esquema de funcionamiento de la medición con ultrasonido

Como se ilustra en la Figura 3.10 para medir la velocidad se necesitan dos transductores (que emiten las ondas acústicas) y dos receptores que las reciben y un procesador digital que analiza y elabora el tiempo de trasmisión y de recepción.
El transductor emite las ondas.
Las ondas que se propagan en el sentido de la corriente tienen velocidad mayor que aquellas que se propagan en dirección opuesta.
De la diferencia de las velocidades es posible deducir la velocidad de la corriente.

En la Figura 3.11 se representan las variables del método para el cálculo de la velocidad de la corriente (V) y del caudal (Q)

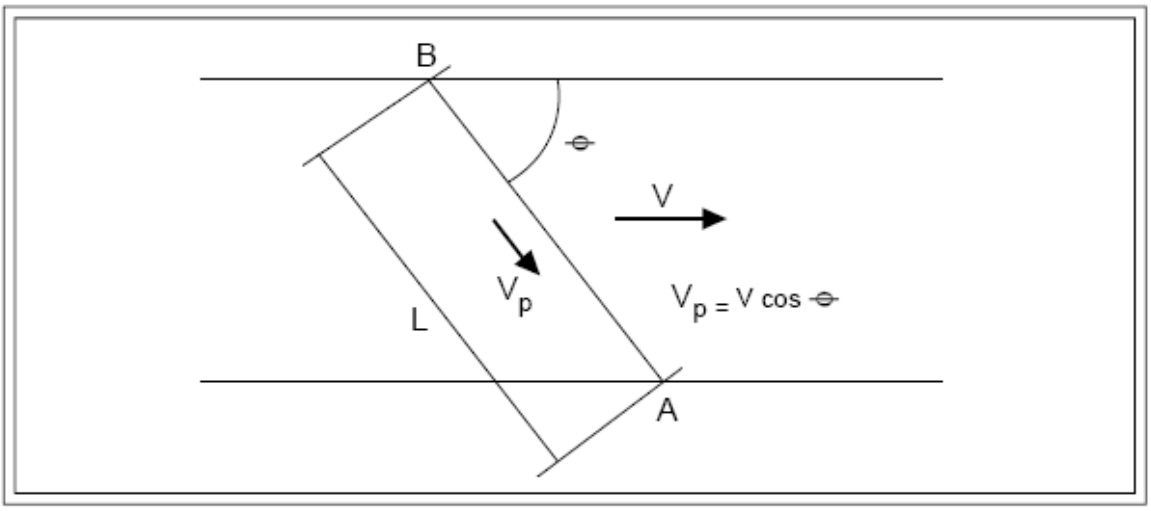


Figura 3.11. – Método de ultrasonido (acústico)

La velocidad de propagación en la dirección de la corriente es:

$$t_{BA} = \frac{L}{C + Vp}$$

En donde,

L es la longitud de la transecta entre los dos transductores;
C es la celeridad de propagación de la onda acústica en agua quieta;
Vp es la componente de la velocidad de la corriente en la dirección de la transecta.

La velocidad de propagación en el sentido opuesto a la corriente es:

$$t_{AB} = \frac{L}{C - Vp}$$

Luego la estimación de Vp será:

$$Vp = \frac{L(t_{AB} - t_{BA})}{2t_{AB} \,.\, t_{BA} \cos\theta} \tag{3.4}$$

El caudal (Q) en una franja de corriente de profundidad “d” es:

$$Q = L \; sen\,\theta . d . Vp \tag{3.5}$$

y de acuerdo a la Figura 3.11 es:

$$V = \frac{Vp}{\cos\theta} \tag{3.6}$$

El método Doppler

El método de ultrasonido ha sido perfeccionado para permitir las mediciones en condiciones particulares en las cuales la velocidad de la corriente es pequeña (menor de 50 cm/s) o canales con altas concentraciones de materia en suspensión u oxigeno disuelto para estos casos se ha desarrollado el método Doppler (A D C P: “Acoustic Doppler Current profiles”), que permiten apoyar el aparato sobre el fondo del canal y permite la medición de todo el perfil de velocidades de la corriente (Figura 3.12).

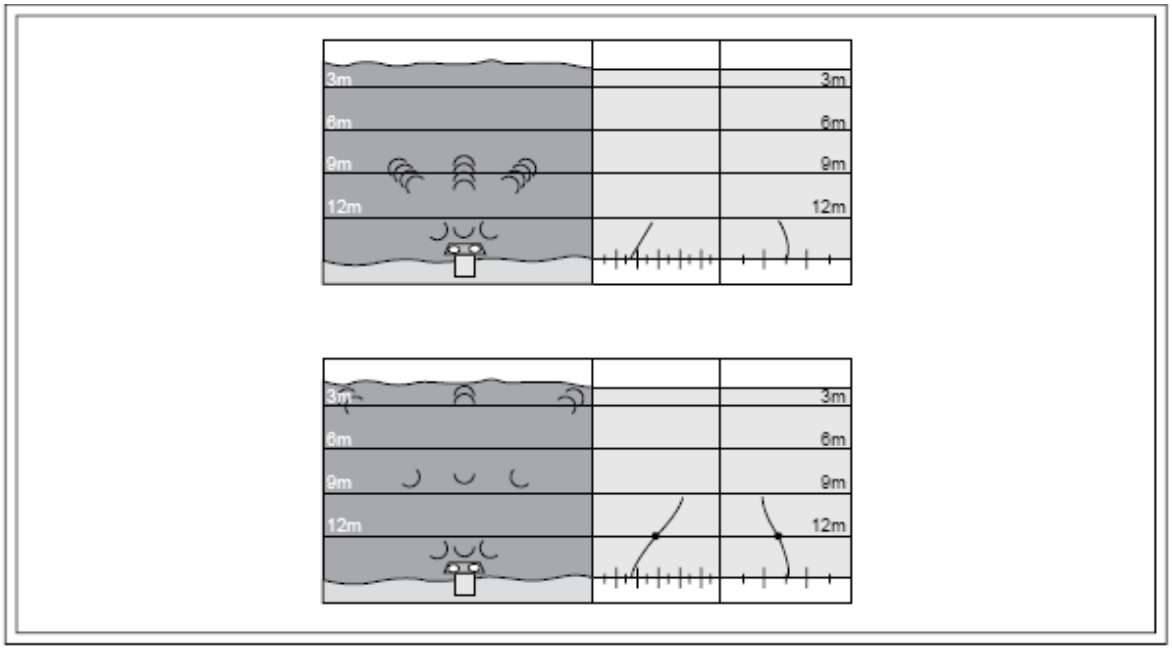


Figura 3.12. – Determinación de velocidad (intensidad y dirección) con sensor Doppler

El método se basa en el efecto “Doppler” tal como se indica en la Figura 3.13.

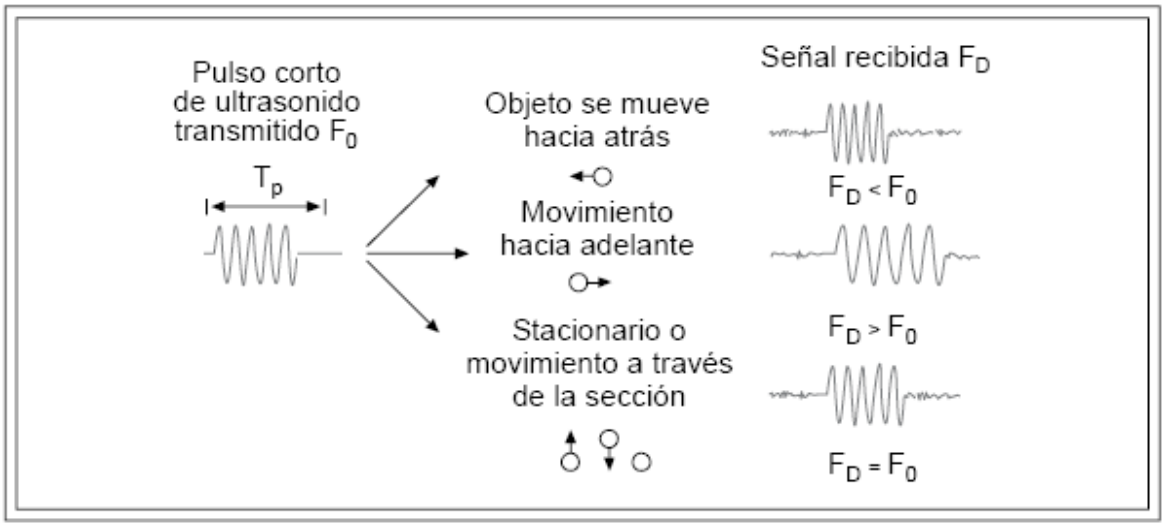


Figura 3.13. – Efecto “Doppler”

En el método Doppler un paquete de ondas de ultrasonido miden la velocidad del flujo usando dos volúmenes fijos de medición.
El transductor genera un pulso corto de ultrasonido a una frecuencia específica que se propaga a lo largo de la trayectoria de la señal sonora (Figura 3.13). Parte del haz de ondas de ultrasonido se refleja en las partículas que se mueven en el agua (sedimentos, impurezas en suspensión, burbujas de aire) y retornan al transductor a una frecuencia cambiada. El cambio de frecuencia (“Doppler shift”) es directamente proporcional a la velocidad del flujo de partículas.
Los sistemas combinados (ultrasonido-Doppler) en condiciones normales el sistema trabaja con ultrasonido y calcula la velocidad a lo largo de toda la trayectoria de la medición.
Si el flujo contiene materia en suspensión u oxigeno disuelto el sistema cambia a operación Doppler. Esto permite mediciones de la velocidad del flujo incluso en condiciones no favorables (ejemplo durante crecientes).
Los sistemas combinados presentan las siguientes ventajas:

- Medidas exactas y confiables aun en condiciones no favorables
- Mediciones aun en condiciones de bajos niveles del flujo
- Äreas con efectos de mareas
- Condiciones de flujos con cambios de dirección (“backflow”)
- Monitoreo de flujos en estaciones de generación hidroeléctrica y flujos industriales
- Mediciones exactas y monitoreo permanente en canales de irrigación

3.7. SISTEMAS TELEMÉTRICOS

Esta temática se desarrolla en el Capítulo 14

3.8. REDES DE MEDICION – REGIONALIZACION DE REDES

Los datos hidrológicos e hidrometeorológicos constituyen la base fundamental de información destinadas al desarrollo y ordenamiento de los recursos hídricos de una cuenca, una región o un país. Los registros de eventos naturales de caudales, lluvias, temperaturas, etc. son series de tiempo irrepetibles en la naturaleza.

Buenos registros históricos de eventos naturales, como los mencionados, constituyen un capital de gran valor, así, su preservación y permanente actualización es fundamental. Las redes de medición de estos fenómenos naturales resultan prioritarias en este contexto y su adecuada planificación, instalación, mantenimiento y operación, deben ser de prioridad para cualquier gobierno provincial, regional o nacional.

La medición ordenada y sistemática de lluvias y caudales, se ha realizado desde fines del siglo XIX en diversos países, sobre todo, a partir del momento en que se inició el tratamiento estadístico de las variables hidrológicas. No obstante en esas primeras mediciones, no existía el criterio de red, sino la necesidad local o regional de contar con información para la ejecución de obras, planes o programas de uso del agua o soporte agrícola-ganadero.

Actualmente el concepto de integrar verdaderas redes de medición o monitoreo en general, está cada vez más arraigado a nivel gubernamental. Es importante que las distintas redes se establezcan en forma integrada y coordinada (Ej.: pluviométricas y las hidrométricas), sobre todo cuando los organismos encargados de las mismas son diferentes, de manera que se de una adecuada coordinación de actividades reflejada en una mayor eficiencia técnica y económica. En este contexto, es útil mencionar la acción en Estados Unidos del United States Geological Survey (USGS) que opera 7.400 estaciones de aforo en todo el territorio de los Estados Unidos. Existe un plan denominado “National Streamflow Information Program” (NSIP) que integra, bajo la supervisión del USGS, todas las agencias locales o estatales que monitorean ríos (caudales, calidad de aguas, precipitación, temperaturas). En todos aquellos casos en que se integran a la NSIP el USGS, recibe la información recolectada de mas de 800 agencias federales, provee fondos y asesoramiento para su mantenimiento y operación, y establece los estándares que deben cumplir las estaciones de medición.

El objeto de las redes de monitoreo hidrometeorológico es obtener una muestra representativa en espacio y tiempo de una variable determinada.

Los procedimientos para diseñar redes de monitoreo no resultan de uso universal por la diversidad de condiciones físicas, climáticas, y socio– económicas de las regiones o países. Lo aceptable es que cualquier procedimiento teórico de diseño de redes debe ser corroborado por el criterio de lo posible sobre lo deseable.

“El objetivo final es el establecimiento de una red óptima y completa. Sin embargo, en los países que inician los estudios hidrometeorológicos la necesidad prioritaria es la orientación en la planificación de redes con una densidad mínima aceptable. La red mínima es la red básica que se debe tener para evitar errores importantes en el desarrollo y ordenación de los recursos hídricos” (WMO, 1981). Esta red mínima o básica, proporciona las características generales de la precipitación, la escorrentía u otras variables, y, ayuda a establecer su eventual densificación, en función de necesidades reales que permiten llegar a una red óptima.

Una red básica de monitoreo de carácter regional o nacional, debe tener dos objetivos primordiales: uno, recolectar información básica para el conocimiento de las condiciones

climáticas (régimen de lluvias y factores meteorológicos) y la disponibilidad real del recurso hídrico, tanto superficial como subterráneo; y otro, considerar, según las condiciones físicas y meteorológicas de las diferentes zonas, las necesidades potenciales de los usuarios de la red (Ej.: soporte agrícola o ganadero, abastecimiento de necesidades de riego, disponibilidad de agua para uso doméstico, industrial, minero, etc.).
Los estudios hidrológicos necesitan contar con series de tiempo de las variables a analizar, por lo tanto hacerse su recolección, ordenamiento y posterior publicación, para que sirva de soporte a cualquier tipo de proyecto. Actualmente es frecuente poner esta información en la página web del organismo que opera la red.
El estudio de una red básica debe también considerar factores socio-económicos y de desarrollo que permitan establecer una relación beneficio/costo de la red a implementar. Si en una región, principalmente afectada por tormentas de tipo convectivo, se instala una red de medición de lluvias mínima (Ej.: 1 estación cada 100 km^2). La operación de esa red durante un período de tiempo, 4 ó 5 años; creará en el hidrólogo la necesidad seguramente de densificar estaciones en cuencas con riesgo sobre asentamientos o infraestructura a un nivel de 1 estación cada 20 ó 25 km^2.
Uno de los objetivos fundamentales en la optimización de redes, es la densificación o relocalización de estaciones, en la cual resulta primordial el análisis y levantamiento de la información de redes preexistentes que en la mayoría de los casos formarán parte de la red futura (MEyOSP, 1997).

Criterios de Diseño

Definidos los objetivos de la red y analizados los datos de estaciones preexistentes, de las cuales conviene hacer un fichero detallado, en cuanto a su grado operativo, acceso, nivel de mantenimiento, etc., el diseñador de la nueva red estará en condiciones de analizar todas las consideraciones de tipo geográfico, hidrológico, geológico (para acuíferos) climáticos y socio-económicos que influenciarán la futura red de monitoreo.
Es importante definir desde el principio el objetivo de la red y la escala de trabajo según el alcance de esta (Tabla 3.1), porque ello establece diferencias fundamentales a la hora de elaborar el diseño. Así, se puede definir una red básica para información general, evaluación del recurso y balance hidrológico, o una red operativa con fines específicos de pronósticos de volúmenes (manejo de embalses, generación hidroeléctrica, turismo, demanda de riego), o pronóstico de niveles y caudales (alerta hidrológica, demanda municipal e industrial, navegación)

Tabla 3.1 Escalas de trabajo mínimas a usar en el diseño de una red básica.

Descripción	**Área**	**Escalas de trabajo mínimas**
A nivel Regional	30000 Km^2	1: 250000
	60000 Km^2	1: 500000
	100000 Km^2	1:1000000
A nivel de Cuenca	1000 km^2	1: 50000
	10000 km^2	1: 100000
A nivel Urbano o estudios de riesgo	--	1: 2500 a 1: 5000

Existen diferentes métodos para diseñar científicamente redes de mediciones hidrológicas. En una primera aproximación, se debe tener presente criterios de densidades mínimas y conocimiento de las condiciones del río en redes hidrométricas; de las características climáticas en el caso de redes de estaciones de lluvia, temperatura, evaporación u otros

parámetros climáticos; y de los puntos específicos de ingreso de contaminantes en el caso de calidad de aguas.
Como dice la Organización Meteorológica Mundial (OMM, 1982) "Pocos son los métodos científicos de diseño de redes que se logran aplicar en la práctica y en su lugar se usa una mezcla de experiencia y sentido común. Hoy se acepta que todo criterio teórico se debe soportar con el sentido común".
Se verán los criterios básicos que ayudan a un diseño empírico que normalmente no es lo más deseable, pero si lo más práctico. Lo primero es determinar cuantos puntos de medición se requieren y segundo donde se deben localizar las estaciones. Se deberá ajustar el costo con la financiación disponible, previendo la densificación en etapas, estaciones primarias y secundarias.
Se realiza un mapeo, para el cual resulta fundamental contar con buenas cartas y mapas tanto del área como de la red hídrica, según las escalas mencionadas. Estas son un elemento de apoyo fundamental dado que en una red, es importante no sólo el lugar de ubicación, sino el acceso y la seguridad. Los Sistemas de Información Geográfica son un elemento que permite la visualización final de la red y la superposición de redes de diferentes parámetros con mapas climáticos, de vegetación, de la red hídrica, etc.

Determinación de sitios para estaciones

No es tarea trivial la determinación de sitios adecuados para la ubicación de las estaciones. Por lo tanto, se considera un factor fuertemente dependiente de los agentes externos ajenos al diseño teórico de la red.
Para pluviómetros y/o pluviógrafos existen criterios básicos establecidos por la Organización Meteorológica Mundial en relación con evitar la presencia de árboles o construcciones, pero hay otros factores a tener en cuenta, relacionados con la facilidad de acceso, tanto para la instalación como para la operación de la estación. Por ejemplo, en zonas montañosas es frecuente el acceso sólo por helicóptero o medios terrestres lentos. Esto se debe evaluar en función del tipo de operación de la estación y la frecuencia de mantenimiento de la misma (estaciones convencionales o telemétricas).
Otro factor importante es el riesgo de actos de vandalismo o destrucción por animales (ganado), que sugieren su localización en predios, instalaciones militares, pueblos y cualquier otro sitio seguro, alterando el diseño obtenido teóricamente pero proporcionando seguridad. Esto es mucho más frecuente de lo que se puede pensar, sobretodo al usar métodos muy sofisticados de diseño de redes realizados en una oficina.
El prediseño teórico en oficina es muy importante en el replanteamiento y localización final de la red real, realizado mediante programas de las campañas de mediciones en campo que darán los condicionantes mencionados.
El diseño de redes debe considerar tres condiciones de importancia:

- Inexactitudes en las mediciones. El objetivo de la red es definitivo en este sentido. Por ejemplo, si una red tiene como finalidad la alerta aluvional de tormentas de alta intensidad, la medición de la lluvia con una precisión de 1mm no sólo es suficiente, sino recomendable para evitar un exceso de datos que disminuyen la eficiencia de la operación de la red. Si en cambio es una red de carácter general para balance hidrológico o el uso de modelos hidrológicos continuos, la precipitación necesita una precisión mayor, por ejemplo, 0.2 mm.
- Errores al azar. Son errores que se consideran accidentales de lectura o propios de un inadecuado manejo del equipo, generalmente son de distinto signo.

- Errores sistemáticos. Son errores frecuentemente relacionados a la calibración del instrumento o técnicas inadecuadas de recolección del dato, generalmente de igual signo.

Red Hidrométrica Óptima

A diferencia de la red pluviométrica, cuyo diseño es preponderantemente espacial, la red hidrométrica tiene un diseño lineal siguiendo el concepto dendrítico de la cuenca y/o lineal de un río.
Los criterios de la OMM en relación con las condiciones geográficas e hidrológicas prevalentes, tales como la densidad de drenaje, catalogan las regiones en: regiones planas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales; regiones montañosas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales; y regiones áridas y polares (Tabla 3.2).
Sin embargo, en una red hidrométrica, el criterio fundamental es práctico. Está relacionado con necesidades reales (disposición de niveles para navegación o de caudales para la satisfacción de demandas prioritarias), de controlar los procesos que suceden en la cuenca mediante modelos en tiempo real, donde se usan mediciones en puntos estratégicos para la calibración y posterior operación del modelo.
La red básica es aquella que no permite serias deficiencias en el desarrollo y administración de los recursos hídricos. A veces se tienen redes hidrométricas instaladas con fines operativos o de estudios localizados (un embalse) cuya densidad no aporta datos adicionales que resulten significativos para el monitoreo general de la cuenca. Existe un balance entre densidad óptima y disponibilidad económica, en el cual deben ser considerados los siguientes factores:

- Condiciones geográficas y régimen de precipitaciones (cuencas activas). Régimen hidrológico.
- Densidad de la red de drenaje de la cuenca.
- Variables a medir.
- Tipo de estaciones.
- Localización acertada. Dentro del punto o zona seleccionada, considerar seguridad y acceso . Si es telemétrica crear un enlace con la estación central o con una repetidora.
- Definir una red basado en la disponibilidad de estaciones ya instaladas, de las cuales se deberá hacer una evaluación.

Tabla 3.2 Cuadro orientativo de densidad mínima de estaciones hidrométricas, (OMM1982).

Tipo de regiones	**Rangos normales Km^2 por Estación**	**Rangos en condiciones difíciles Km^2 por Estación**
1. Regiones planas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales.	1000 a 2500	3000 a 1000
2. Regiones montañosas de zonas templadas y tropicales.	300 a 1000	---
Cuencas montañosas de régimen irregular y precipitaciones concentradas.	140 a 300	1000 a 5000
3. Zonas áridas.	5000 a 20000	---

Redes Pluviométricas

El análisis de precipitaciones a diferencia del hidrométrico (fundamentalmente lineal), es de carácter espacial. Los conceptos de regiones definidas física y climáticamente son igualmente válidos para estas redes.
La regionalización físico-climática se hace con superposición de mapas de cobertura vegetal, isoyetas, evapotranspiración potencial, etc. Existe otro tipo de regionalización, basada en el análisis estadístico de series de tiempo de precipitaciones que sólo es posible cuando existen buenos registros históricos de las variables a medir.
Partiendo del concepto de regiones físico-climáticas la OMM, establece para pluviometría, tres tipos: las regiones planas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales; las regiones montañosas de estas mismas zonas; y las zonas áridas (Tabla 3.3). Para los dos primeros tipos, es necesario tener presente los casos de escasa población o mala comunicación. En el caso de regiones montañosas, es de gran interés poner estaciones a distintas alturas por la variabilidad que generalmente existe.

Tabla 3.3 Cuadro orientativo de densidad mínima de estaciones pluviométricas,según la OMM

Tipo de regiones	**Rangos normales km^2 por Estación**	**Condiciones difíciles ó escasa poblacion km^2 por Estación**
1. Regiones planas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales.	600 - 900	900 – 3000
2. Regiones montañosas de zonas templadas y tropicales.	100 - 250	250 – 1000
Regiones de precipitaciones irregulares concentradas..	25	-
3. Zonas áridas.	1500 – 10000	-

La precipitación es probablemente el parámetro de mayor influencia en los estudios hidrológicos, en relación a su distribución espacial; de ahí la importancia de tener redes de densidad adecuada para su correcta estimación.
Resulta fundamental examinar con detalle el tipo de lluvias dominantes que se desean evaluar. Si se trata de lluvias frontales extendidas y con poca variación espacial, resulta adecuada una red espaciada. Por el contrario, lluvias intensas de altas concentraciones, asociada con celdas convectivas necesitan mucho mayor número de estaciones en la red. En el caso de tener ambos tipos de lluvia, resulta conveniente una combinación de pluviógrafos de base densificados con pluviómetros para disminuir costos.
Los errores que se pueden atribuir a diferentes causas, en este tipo de redes, son:

- Instrumental 1-5 % .
- Exposición incorrecta del pluviógrafo 5-15 % en mediciones de plazos largos y hasta el 75 % en medición de tormentas individuales. Los protectores de viento (Wind shields) pueden reducir un 20 % los errores de medición de tormentas.
- Densidad de estaciones en áreas planas de 1 cada 650 km^2 dan errores de hasta 60% para valores diarios, bajando a 15% para mensuales y 5% ó menos para promedios anuales.
- Promedio areal de valores diarios tiene errores del 60% para 1 estación cada 700 km^2, 10% con 1 estación cada 20 km^2 y 4% o menos para densidades mayores.

- En la estimación de promedios sobre áreas, usando los mismos valores puntuales, dan diferencias de hasta 18% para diferentes métodos.

El cálculo del número de estaciones necesarias en un área, se puede estimar, con las tablas que se han indicado. Cuando existen algunos pluviógrafos en el área, se puede calcular la lámina media de precipitación caída en el área (media aritmética). Se calcula para el área el coeficiente de variación de las láminas de lluvia en la red existente, mediante la expresión (Llamas, 1997):

$$Cv(\%) = \frac{\sigma}{\bar{x}}.100 \tag{3.7}$$

y

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}{n-1}$$

Donde σ es la desviación estándar de los valores de lámina de lluvia en los pluviógrafos existentes

$\bar{x}$ es la media aritmética de los valores de las estaciones existentes

n es el número de estaciones existentes.

El número de pluviógrafos (N) es:

$$N = \left(\frac{Cv}{\rho}\right)^2 \tag{3.8}$$

Siendo ρ es el error admisible en porcentaje.

Ejemplo 3.1

Las lluvias totales anuales recogidas en la red telemétrica del Gran Mendoza (Argentina) para 6 estaciones es:

Tabla 3.4 Valores de precipitación total anual en las estaciones del Gran Mendoza.

Estación	*Lámina anual, x (mm)*	$\left(x - \bar{x}\right)^2$
200	*184.43*	*3088*
700	*386.23*	*21382*
900	*186.90*	*2819*
1400	*262.18*	*491*
2200	*239.31*	*0.5*
2300	*180.96*	*3486*
	Σ	*31266*

Solución:

El número de estaciones es: $n = 6$

La media aritmética: $\bar{x} = 240$ *mm*

Se evalúa la varianza de las lluvias totales:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(xi - \bar{x})^2}{n-1} = \frac{31266}{5} = 6253$$

$$\sigma = (6253)^{0.5} = 79.08mm$$

Se calcula para el área el coeficiente de variación de las láminas de lluvia en la red existente:

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}} = \frac{79.08}{240} = 0.329 = 32.9\%$$

Si se desea un error admisible del 6%, el número de estaciones debe ser:

$$N = \left(\frac{32.9}{6}\right)^2 = 30$$

La red hidrometeorológica del Gran Mendoza tiene actualmente 28 estaciones.

Redes Climáticas

Las redes climáticas miden frecuentemente evaporación en tanque, temperatura, radiación, viento, humedad atmosférica y presión barométrica (Figura 3.1).
En evaporación hay dos tipos de redes: una de evaporación de cuerpos de agua (lagos, bañados, embalses), y otra de evaporación de tanque (Tipo A) para fines agrícolas ligada a estaciones climáticas para el cálculo de la evapotranspiración.
La red básica, debe asegurar datos para evaluar la evaporación en condiciones climáticas diversas: desiertos, zonas húmedas, semiáridas, bosques, áreas bajo riego (Tabla 3.5).

Tabla 3.5 Rango de densidad mínima de estaciones evaporación, según la OMM

Zona	**Rango**
Árida	1 cada 30000 Km^2
Templada húmeda	1 cada 50000 Km^2
Frías	1 cada 100000 Km^2

En una red básica a nivel regional o de un país, se calcula la red de evaporación como la "malla básica" pluviográfica, la cual tendrá densidades mayores sobre todo en zonas de montaña. Es importante tener presente que aunque la red sea automática, la estación de evaporación necesita operador permanente o semipermanente, cuando las comunicaciones permitan la atención de varias estaciones con un sólo operador.

Redes Nivométricas

La red nivométrica está fuertemente condicionada a factores climáticos e hidrológicos y a las posibilidades de acceso (terrestre ó aéreo). Es fundamental definir cuales son las cuencas realmente activas. Un criterio puede ser el de fajas altitudinales.

Lo que se mide realmente desde el punto de vista hidrológico es equivalente de agua en nieve (es decir, el peso de la nieve) y eso se logra con almohadas de nieve ("Snow pillows"). En la moderna modelación de cuencas nivales (Martinec et al, 1994; Fernández et al, 1994) se requiere el valor del equivalente de agua y la temperatura, los cuales se deben prever en redes de este tipo.

4

Probabilidad y Estadística en Hidrología

Un proceso probabilístico en hidrología consiste en un conjunto de variables al azar (generalmente series de tiempo), es decir, variables (eventos) que toman valores en una secuencia a través del tiempo (horas, días, meses, años). Estos procesos pueden ser muestreados en forma discreta o continua. Por ejemplo, un pluviómetro que totaliza cada 24 horas, proporciona una muestra discreta de la precipitación a través de un mes con una discretización de un día, mientras que un pluviógrafo de registro continuo (faja ó registro digital) da un record continuo (aunque en realidad es discreto en períodos de tiempo pequeños).

En hidrología, se trabaja con eventos naturales irrepetibles registrados en períodos de tiempo cortos, a diferencia de otras ciencias que trabajan con registros que se pueden reproducir por experimentación.

La estadística trata del ordenamiento y computación de los datos registrados de una muestra. La probabilidad, por otro lado, es el cálculo o medida de la posibilidad de ocurrencia de valores iguales a los de la muestra. En otras palabras, la estadística es la ciencia de la obtención y análisis de los datos de las poblaciones, mientras que la probabilidad es la teoría matemática que estudia la relación que existe en una población o muestra, entre el número de casos favorable (a un determinado suceso) y el número total de casos posibles. En hidrología fundamentalmente se trabaja con series de tiempo definidas como un evento natural de determinada magnitud registrado a través del tiempo en forma discreta o continua.

4.1 DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

Existen varios tipos de datos usados en la hidrología:

- Datos históricos de eventos naturales registrados cronológicamente en forma discreta ó continua. Son series de tiempo producto de observaciones y que se pierden si no se registran en el momento de su ocurrencia. A este tipo pertenecen la gran mayoría de los datos hidrológicos e hidrometeorológicos.
- Levantamiento de datos hidrológicos en áreas, como por ejemplo profundidad y calidad de aguas subterráneas, infiltración o sedimentación en ríos. Son datos de campo que se toman esporádicamente y no necesariamente, en forma secuencial.
- Medidas en laboratorio, como lo son conductividades hidráulicas o calidad de aguas.
- Registro simultáneo de un evento (lluvia-caudal) en dos localidades geográficas diferentes, durante un determinado período de tiempo (generalmente 4 ó 5 años) usados para transferir información ó correlacionar datos con propósitos diversos, como lo son análisis de caudales.

Calidad, homogeneidad y consistencia de los datos

Los datos hidrológicos deben ser independientes, homogéneos y lo más representativos posible de la población. En la recolección de datos de lluvias en una cuenca, por ejemplo, las estaciones deberán ser localizadas en sitios estratégicos cuya cobertura total deberá representar la misma.
Las fuentes de los errores en datos hidrológicos observados pueden ser: en el sensor (error del registro del dato in situ),en la transmisión del dato, en el registro en la estación de recepción, en el procesamiento y análisis de los datos.

Dentro de los errores, se consideran errores al azar y errores sistemáticos. Los primeros están siempre en los datos, generalmente se distribuyen alrededor del verdadero valor y la desviación standard se usa para determinar la magnitud de los desvios. Los segundos crean inconsistencias o diferencias en un sólo sentido en relación al valor medio que deben ser detectadas y corregidas. Existen diversas técnicas, como las curvas de masa doble (capítulo 5) para corregir inconsistencias.
Otro tipo de datos a tener en cuenta son los no homogéneos o datos afectados por algún efecto, no necesariamente hidrológico que repentinamente cambia la tendencia normal de una serie de registros. La no homogeneidad puede ser producida por un efecto antrópico, fácilmente detectable e incluso pronosticado, como lo es una presa en un río, la cual produce hacia aguas abajo descargas no homogéneas que no pueden ser consideradas conjuntamente con los caudales vírgenes del río aguas arriba del embalse. Existen causas naturales que pueden ser detectadas al observar la no homogeneidad de los datos, como por ejemplo, la presencia imprevista en la cuenca alta de un deslizamiento de tierra o el avance de una lengua de un glaciar que forme momentáneamente un dique en un afluente.
En los registros sistemáticos de caudales ante cualquier situación de no homogeneidad, debe detectarse su causa. En las proyecciones estadísticas de variables hidrológicas, resulta primordial contar con datos libres de errores significativos. Igualmente, en series de tiempo de fenómenos hidrológicos los datos faltantes, deben ser en lo posible rellenados por análisis de correlación o análisis regionales de datos vecinos.

Variables aleatorias

Una variable aleatoria X(t) tiene una cierta distribución probabilística. Esa distribución determina la posibilidad de que una determinada observación X, de la variable, caiga dentro de un rango especificado de X. Sí, por ejemplo la precipitación media de enero, en un lugar, es de 50 mm, la distribución probabilística podría establecer que pueda estar en el rango entre 40 y 60 milímetros. Su distribución probabilística, permanece invariable a través del tiempo, es decir, son procesos estacionarios, como por ejemplo el caso de un río en condiciones naturales, donde las características de la cuenca (físicas, climáticas) no cambian a través del periodo de registros. Si las condiciones cambiaran, (embalses, urbanizaciones, desforestaciones, etc) el proceso sería no estacionario y por tanto, se deberán introducir los respectivos factores de cambio.

Series de Tiempo

Una serie de tiempo se define, en hidrología, como la magnitud de un evento observado en forma discreta a intervalos de tiempo, dt, promediados en ese intervalo o registrados en forma continua en un tiempo, t, por ejemplo caudales medios, diarios, promedio de caudales instantáneos a través de un intervalo discreto de 1 día, o caudales instantáneos registrados en forma continua durante todos los instantes de cada día.

Las series de tiempo en hidrología pueden ser series de duración completa, en la cual figuran todos los registros de la muestra, o series de duración parcial, donde los datos se seleccionan de tal manera que su magnitud es mayor (o menor) que un valor base predefinido. Si en una serie, de valores máximos se elige, el valor mayor de cada año se tendrá una serie anual máxima. Si se seleccionan los mínimos será como una serie anual mínima. Una serie anual máxima puede dejar de considerar valores máximos que ocurren durante un año menores que el máximo de ese año, pero mayores que los máximos de otros años; en estos casos una serie de duración parcial (por encima de una base predefinido) da una mejor idea del comportamiento de la muestra.

En la selección de eventos en una serie de duración parcial, se debe tener cuidado en la selección de eventos independientes.

Ejemplo 4.1
Calcular la serie anual y parcial de los caudales máximos de un río.

Solución:
El ordenamiento de los valores en ambas series se muestran en la tabla 4.1, considerando valores mayores de 3000m^3/s, en la serie de duración parcial

Tabla 4.1 Serie Anual y Parcial de Caudales Máximos expresados en m^3/s.

Año	*Mes*	*Día*	*Serie Anual*	*Serie Parcial (x)*
1	*7*	*26*	*6500*	*6500*
2	*6*	*10*	*900*	---
3	*5*	*15*	*5340*	*5340*
4	*5*	*25*	*4750*	*4750*
5	*6*	*17*	*1510*	---
6	*10*	*18*	*1680*	---
7	*5*	*28*	*4271*	*4271*
	6	*30*		*3351*
	7	*18*		*3303*
	8	*10*		*3147*
	8	*30*		*3793*
8	*8*	*22*	*2530*	
9	*6*	*18*	*3565*	*3565*
	7	*12*		*3550*
	7	*30*		*3325*
	8	*10*		*3170*
10	*5*	*19*	*1290*	---
11	*8*	*9*	*1885*	---
12	*8*	*16*	*3715*	*3715*
	8	*28*		*3235*
13	*6*	*28*	*1082*	
14	*8*	*20*	*1895*	
15	*7*	*21*	*4500*	*4500*
	8	*10*		*4015*
	8	*30*		*3965*
	9	*10*		*3205*

(x) Se consideran solo valores mayores de una base de 3000m^3/s

La mayor dificultad que tienen las series de duración parcial, es que los eventos pueden no ser independientes. El criterio del hidrólogo es fundamental en esto. En el numeral de análisis de frecuencias, se trata este tema.

4.2 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Un parámetro estadístico es el valor esperado de alguna variable aleatoria o de alguna función, es decir, son estimadores de las muestras para caracterizarlas.

Medidas de tendencia hacia un valor central de la serie

- Promedio aritmético o media aritmética (μ) es el primer momento alrededor del origen. Aunque da información sobre la muestra, este parámetro no caracteriza completamente a una variable aleatoria. Si la muestra es pequeña y contiene valores extremos (altos o bajos) el promedio no será un parámetro real en relación con la población. Se calcula mediante la expresión:

$$\bar{x} = \mu = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i}{N} \tag{4.1}$$

  Donde: x_i es valor observado de la variable.
  N es el número de observaciones.

- Promedio geométrico: **s**e calcula con la siguiente expresión:

$$\overline{x_g} = \sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot \ldots \cdot x_n} \tag{4.2}$$

- Mediana (M): es el valor de la variable que deja con igual probabilidad de ocurrencia (0.50) los valores abajo y arriba de ella, por lo tanto, la mediana resulta atractiva, en el caso de series que se apartan de la normal.
- Moda: es el valor de la variable que ocurre con mayor frecuencia (ver ejemplo 4.2 para ilustracion del calculo de estos parámetros).

Los tres parámetros (la media aritmética, la mediana y la moda) son iguales para distribuciones simétricas. Para series pequeñas, se justifica el uso de la mediana, porque el promedio se afecta en ellas mucho más por los valores extremos y es además más robusta. En la práctica hidrológica en series que se apartan de la distribución normal es común usar los logaritmos de la variable.
En hidrología se tienen frecuentemente muestras de distintos tamaños N_1, N_2, N_3 ... N_R y se necesita obtener el promedio ponderado de todas ellas, así:

$$\overline{x_P} = \frac{\sum_{i=1}^{k} (N_i \; x_i)}{\sum_{i=1}^{k} N_i} \tag{4.3}$$

Medidas de Dispersión

Las medidas de dispersión miden como los valores de una variable se dispersan alrededor del valor central o media aritmética de la serie, es decir, representan una distribución alrededor de un valor medio.

- Desviación media (σ_M): Es la media aritmética del valor absoluto de los errores. Se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_M = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left| x_i - \bar{x} \right|}{N} \qquad (4.4$$

- Desviación estándar (σ): Es el parámetro de dispersión más usado en hidrología, se llama también desviación cuadrática. Es la raíz cuadrada de la varianza y tiene las unidades de X (Figura 4.1.)

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(x_i - \bar{x} \right)^2}{N-1}} \qquad (4.5)$$

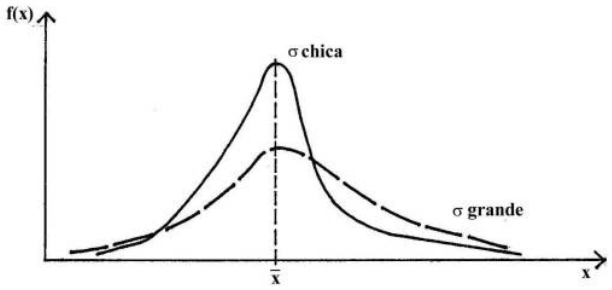


Figura 4.1 Desviación estándar

- La varianza: es el cuadrado de la desviación estandar (σ^2) y es el segundo momento alrededor de la media. Sus unidades son el cuadrado de las unidades de la variable. En general, es un indicador que indica cuanto cerca de la media está el valor de la variable. Si teóricamente todos los valores fueran igual a la media, la varianza sería cero (Figura 4.2).
  La ecuación de la varianza (4.5a) se puede también expresar desarrollando el trinomio cuadrado perfecto del numerador.

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left(x_i - \bar{x} \right)^2}{N-1} \qquad (4.5a)$$

$$\sum\left(x_i - \bar{x}\right)^2 = \sum x_i^2 + \sum \bar{x}^2 - 2\sum x_i \bar{x} \qquad (4.5b)$$

Pero: $$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{N} \therefore \sum x_i = N\bar{x}$$

Reemplazando estos valores en 4.5.b y operando queda:

$$\sum\left(x_i - \bar{x}\right)^2 = \sum x_i^2 - N\bar{x}^2$$

Luego: $$\sigma^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} x_i^2\right] - N.\bar{x}^2}{N-1} \qquad (4.6)$$

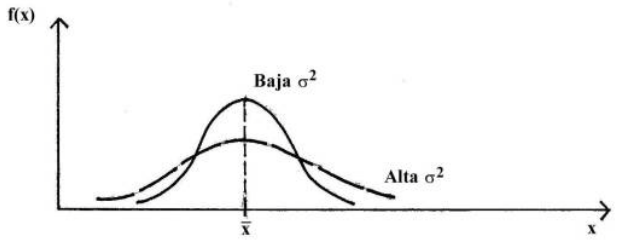


Figura 4.2 Varianza

- Covarianza. Cuando se analiza la varianza de dos (X, Y) ó más variables (X, Y, Z). En el caso de dos variables, la covarianza es la media aritmética del producto de los errores de X, e Y, y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Cv(X,Y) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(x_i - \bar{x}\right).\left(y_i - \bar{y}\right) \qquad (4.7)$$

- Coeficiente de variación: es el cociente entre la desviación standard y el promedio, $\bar{X}$. Es adimensional.

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} = \frac{\sigma}{\mu} \qquad (4.8)$$

Si una variable *x* es multiplicada por una constante C, la varianza, σ^2, y la desviación estándar, σ, se multiplican por C^2 y por C, respectivamente; consecuentemente, el coeficiente de variación C_v no se afecta. Si una constante C se suma o resta a cada uno de los valores de una variable (ej. cambio de origen) la σ y σ^2 no cambian, pero el C_v varía, así:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x} \pm C} \tag{4.9}$$

- El coeficiente de asimetría (g): Es el tercer momento alrededor de la media. Describe la distribución de los datos alrededor de media. Es una medida de la simetría. Una distribución simétrica tiene un coeficiente de asimetría igual a cero cuando los datos se distribuyen alrededor de la media; negativo cuando la distribución de los datos tiene mayor sesgo a la izquierda y positivo cuando tiene mayor sesgo a la derecha, según como se desvíe hacia valores bajos o altos con relación a la media (Figura 4.3) Es un parámetro muy usado en estudios regionales, se calcula con la expresión:

$$g = \frac{N \cdot \sum_{i=1}^{N} \left(x_i - \bar{x}\right)^3}{(N-1)\cdot(N-2)\cdot\sigma^3} \tag{4.10}$$

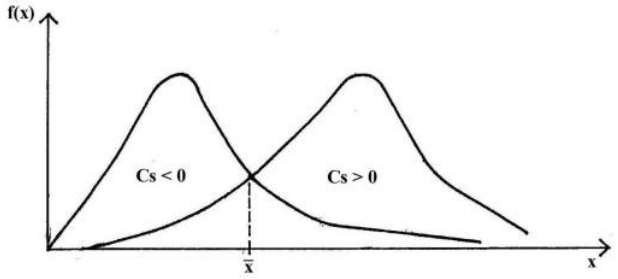


Figura 4.3 Coeficiente de asimetría

Los momentos centrales en general, de orden r se estiman para muestras como:

$$m_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \left(x_i - \bar{x}\right)^r \tag{4.11}$$

Donde: *N* es el número de observaciones.
x son los valores observados.
$\bar{x}$ es el promedio aritmético de la muestra.

Cuando se trabaja con valores altos de la variable (ejemplo caudales) conviene trabajar con logaritmos.

Ejemplo 4.2

Dados los valores de lluvias en milímetros de la Tabla 4.2, encontrar: (a) promedio aritmético, (b) mediana, (c) moda, (d) promedio geométrico (e) rango, (f) desviación estándar y (g) varianza.

Tabla 4.2 Lluvias observadas

Estación	P (mm)
P1	2
P2	3
P3	4
P4	3
P5	5
P6	3
P7	4
P8	8

Solución:

(a) Promedio aritmético:

$$\overline{x} = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i}{N} = \frac{(2+3+4+3+5+3+4+8)}{8} = 4.0mm$$

(b) Mediana: se reordenan los datos en modo ascendente (2, 3, 3, 3, 4, 4, 5, 8). Como el número de datos es par, se hace el promedio de los dos centrales (dejan 3 valores a cada lado), así:

(3+4)/2 = 3.5mm

(c) Moda: el valor más común en la serie es el número 3mm.

(d) Promedio geométrico:

$$\overline{x_g} = \sqrt[8]{2.3.4.3.5.3.4.8} = 3.69mm$$

El valor del promedio $(\overline{x})$ es mayor que los demás porque los datos son positivamente asimétricos.

(e) Rango se calcula como la diferencia entre el valor máximo y el mínimo de la serie, así:

(8-2) = 6mm

(f) Desviación estándar:

Estación	$(x_i - \overline{x})$	$(x_i - \overline{x})^2$
1	(2-4)=-2	4
2	(3-4)=-1	1
3	(4-4)= 0	0
4	(3-4)=-1	1
5	(5-4)= 1	1
6	(3-4)=-1	1
7	(4-4)= 0	0
8	(8-4)= 4	16
	Total	**∑=24**

Luego, sustiyendo valores se tiene:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{8}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}{8-1}} = \sqrt{\frac{24}{7}} = 1.85mm$$

(g) Varianza:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^{8}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}{8-1} = \frac{24}{7} = 3.43mm^2$$

Ejemplo 4.3

Calcular el promedio ponderado de los valores de lluvias observadas en las estaciones que se presentan en la Tabla 4.3, para las áreas de influencia respectivas.

Tabla 4.3 Lluvias observadas que corresponden a áreas de influencia diferentes

Estación	**Lluvia observada P (mm)**	**Área de influencia A (km^2)**	**P·A (mm·km^2)**
P1	10.0	0.22	2.2
P2	20.0	4.02	80.4
P3	30.0	1.35	40.5
P4	40.0	1.60	64.0
P5	50.0	1.95	97.5
Total		**9.14**	**284.6**

Solución:
Se calcula el producto de la prepitación observada y el área (Tabla 4.3). Finalmente, se evalúa la precipitación media ponderada aplicando la ecuación 4.3, así:

$$\overline{P_P} = \frac{\sum_{i=1}^{5}\left(P_i\ A_i\right)}{\sum_{i=1}^{5} A_i} = \frac{284.6}{9.14}\left[\frac{mm \cdot km^2}{km^2}\right] = 31.1mm$$

4.3 PROBABILIDAD

Secuencia de eventos independientes

Si un número k de eventos al azar pueden ocurrir como eventos independientes, **(**Yevjevich, 1972) A_1, A_2 .... A_k y si cada uno de ellos tienen las probabilidades $P(A_1) = p_1$; $P(A_2) = p_2$ ... $P(A_R) = p_k$, Entonces, la probabilidad de un evento asociado, como la condición para una secuencia de observaciones independientes (Teorema del límite) es:

$$p = P\left(A_1; A_2; .....A_k\right) = P\left(A_1\right) \cdot P\left(A_2\right).....P\left(A_k\right)$$

$$p = p_1 p_2 .....p_k$$

La probabilidad que en n observaciones o ensayos hayan m_1 de eventos A_1; m_2 de eventos A_2 y m_k de eventos A_k, se conoce como la ley de la distribución múltiple:

$$P_m(m_1, m_2, ...m_k) = \frac{n!}{m_1! m_2! ....m_k!} = p_1^{m_1} . p_2^{m_2} .....p_k^{m_k}$$

Para k = 2, $p_1 = p$; $p_2 = q = 1 - p$, $m_1 = m$; $m_2 = n - m$; de la ecuación resulta la ley de la distribución binomial: o sea que

$$P_{n(m)} = \binom{n}{m} p^m q^{n-m} \qquad (4.12)$$

Eventos mutuamente excluyentes

Supóngase que un evento A puede ocurrir solamente en forma conjunta con otros eventos al azar mutuamente excluyentes, (Yevjevich, 1972)
$E_1, E_2, ...E_n$ $\sum P(Ei) = 1$; i = 1,2…..n o sea en tal caso , la probabilidad de un cierto evento A es:

$$P(A) = \sum_{(i=1,n)} P(A, Ei) \qquad (4.12.1)$$

Ahora bien, si dos variables (x,y) pueden ocurrir solamente en forma conjunta (y/x) la función de probabilidad P (y/x) de una variable condicionada (o sea que y ocurre si, y solo si, ocurre x) es :

$$P(y/x) = (P(x,y)/P(x)) \qquad (4.12.2)$$

Entonces cada probabilidad conjunta P (A, Ei) puede expresarse como:

$$P(A, Ei) = P(Ei) . P(A/Ei) \qquad (4.12.3)$$

Entonces la ecuación 4.12.1 , queda:

$$P(A) = \sum_{(i=1,n)} P(Ei) . P(A/Ei) \qquad (4.12.4)$$

La ecuación 4.12.4, se conoce como teorema de la probabilidad total.

La condición para poder aplicar 4.12.4 es solamente en el caso de que eventos Ei (i=1,n) sean mutamente excluyentes. Los mismos pueden tener diferentes probabilidades o sea que no son eventos equiprobables.

Si se tiene , por ejemplo, un gran río y sus tributarios y sea A la probabilidad de tener una creciente máxima en el valle inferior y $E_1, E_2..E_n$, las probabilidades de eventos, en un cierto rango,en sus tributarios. Debido a que es poco frecuente que tormentas afecten a toda la cuenca (capítulo 14) la contribución simultanea de todos los tributarios es poco probable.

En este caso el evento condicionado (A/Ei) sería el caso que la inundación en el valle, en el río principal, exceda un nivel crítico siempre que los Ei eventos ocurran. La ecuación 4.12.4 permite calcular esa probabilidad de la creciente en el valle (A) en función de las probabilidades de eventos en sus tributarios (Ei).

Desde el punto de vista practico la probabilidad conjunta P (A/E) se fija como dato y la pregunta es: Si el evento A ocurriera (la inundación) ¿Cuáles son las probabilidades de varios eventos condicionados (A / Ei), o las probabilidades de varias contribuciones de los tributarios a la creciente principal en el valle inferior?

4.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

En diseño hidrológico es siempre necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinadas magnitudes, para los cuales se debe diseñar una estructura o calcular un desagüe.
Desde el punto de vista de la seguridad, la estructura debería ser diseñada para controlar el evento extremo mayor que pueda ocurrir. Desde el punto de vista económico, por otro lado, el costo de la misma, debe justificar los períodos de retorno que se esperan de su construcción o alcanzar un nivel de seguridad aceptable en función del daño que su falla pueda ocasionar. Por lo tanto, el diseño hidrológico es un compromiso entre seguridad y economía y en ese contexto se incluye el concepto de riesgo calculado ó riesgo de falla. En diseño hidrológico la probabilidad de ocurrencia de un evento se estima a través de métodos estadísticos mediante el análisis de frecuencia.

Frecuencia absoluta y frecuencia relativa

Si de una muestra de N valores X_i de una variable discreta, existen *nj* casos de un determinado evento, X_j. Estos *nj* números son la frecuencia absoluta de los eventos X_j. Las frecuencias relativas se definen como:

$$f = \frac{nj}{N}$$

En las frecuencias absolutas $\sum nj = N$

En las frecuencias relativas $\sum_{i=1}^{N} f_i = 1$

La suma de los valores de las frecuencias relativas es la frecuencia acumulada, así:

$$F = \sum_{i=1}^{j} f_i$$

Por ejemplo, si en una muestra de 180 días, hay 30 días con tormenta y 150 sin tormenta, la frecuencia absoluta de días/tormenta es 30 y su frecuencia relativa es 30/180 = 0.1667 de días con tormentas.

Período de Retorno.

El objetivo primario del análisis de frecuencia de una serie hidrológica es determinar el período de retorno de un evento de determinada magnitud.
La frecuencia experimental de una muestra es la asignación, a cada uno de los elementos de una serie, de determinados valores basados en el ordenamiento de los mismos, de acuerdo a su magnitud. Para ello, lo primero que se debe realizar es ordenar los valores registrados de mayor

a menor para frecuencias de valores altos o de menor a mayor para frecuencia de valores bajos y asignarles una posición 1, 2, 3 ...N.
Ahora bien, para calcular la frecuencia y representarla gráficamente, comparar gráfica o analíticamente la función de distribución de probabilidades o calcular la frecuencia experimental se han propuesto diversas expresiones, sólo se indicarán aquellas de uso práctico en diseño hidrológico.
Es importante aclarar que no es necesario graficar los datos para realizar un análisis de frecuencia, no obstante, la graficación es útil, ya que permite visualizar su distribución. Para realizar este gráfico se usan las expresiones que se conocen como posiciones de graficación ("Plotting Position Formulas").

La más conocida es la fórmula de Weibull

$$P(x) = \frac{m}{N+1} \tag{4.13}$$

Donde: m es la posición (ranking) que se le asigna a un evento según la secuencia ordenada de los eventos 1, 2, 3, ...N.
N es el tamaño de la muestra (N valores de lluvia o N valores de caudales).

Así, para series de valores máximos m es igual a 1 para el evento de valor máximo e igual a N para el mínimo.
La inversa de P(x) se denomina período o tiempo de retorno o de recurrencia (T_R). El período de retorno de un evento de una magnitud dada, es el tiempo promedio entre eventos que igualan o exceden esa magnitud, o en otras palabras es el intervalo dentro del cual un evento de determinada magnitud puede ser igualado ó excedido; sin que ello implique la indicación del momento en que se puede producir. Si la muestra de la variable se refiere a un año, un mes, o una estación, el T_R estará referido a ese período y se cuenta en años, meses o estaciones climáticas. (Yevjevich, 1972)
Otra fórmulas de uso práctico son:

- Método de California:

$$P(x) = \frac{m}{N} \tag{4.14}$$

$$P(x) = \frac{m-1}{N} \tag{4.15}$$

- Hazen, es una fórmula intermedia entre las las posiciones dadas por el método de California, definida como**:**

$$P(x) = \frac{m-0.5}{N} = \frac{2m-1}{2N} \tag{4.16}$$

La desventaja de la ecuación 4.14 es que da P(x)=1, para m=N y la (4.15) da P(x)=0, para m=1 ambos valores imposibles. Para el caso de series parciales (valores por encima de una base) y valores altos, lo más aconsejable es la expresión 4.16 y para para valores bajos la 4.14 (Yevjevich, 1972).
En realidad en diseño hidrológico, interesa saber el riesgo de falla en el período de vida útil de una estructura. Si la probabilidad de ocurrencia anual, P, de un evento es:

$$P = \frac{1}{T_R} \tag{4.17}$$

y la probabilidad de no ocurrencia es:

$$P' = 1 - P \tag{4.18}$$

La probabilidad de que un evento igual o mayor a uno dado, para determinado T_R, ocurra en n años es:

$$j = 1 - (1 - P)^n \tag{4.19}$$

$$j = 1 - (P')^n \tag{4.20}$$

Ejemplo 4.4
Calcular el tiempo o período de retorno, con la fórmula de Weibull, para una serie anual de 43 años de caudales máximos medios diarios Ttabla 4.4) en el río Mendoza en Guido (Mendoza, Argentina).

Solución:
Para caudales máximos la probabilidad a tener en cuenta es la de excedencia expresada así:

$$P(x) = \frac{1}{T_R}$$

Luego, el período de retorno es:

$$T_R = \frac{1}{P(x)}$$

Sustituyendo el valor de P a partir del la fórmula empírica de Weibull (ecuación 4.13), se tiene:

$$T_R = \frac{(N+1)}{m}$$

En este caso, N es igual a 43 y m es la posición en la secuencia ordenada del valor de caudal (columna 3 de la Tabla 4.4), el cual se obtiene al ordenar la serie de mayor a menor (columna 2 de la tabla 4.4). El período de retorno correspondiente a cada valor de caudal se presenta en la columna 4 de la Tabla 4.4

Tabla 4.4 Período de retorno para la serie de caudales máximos medios diarios del río Mendoza, Argentina

Años de registro	*Caudal (m^3/s)*	*m*	*T_R (años)*
1987/88	*402*	*1*	*44*
1982/83	*398*	*2*	*22*
1984/85	*338*	*3*	*14.7*
1986/87	*243*	*4*	*11.0*
1972/73	*225*	*5*	*8.8*
1978/79	*218*	*6*	*7.33*
1963/64	*214*	*7*	*6.29*
1991/92	*201*	*8*	*5.50*
1983/84	*195*	*9*	*4.89*
1994/95	*195*	*10*	*4.40*
1977/78	*184*	*11*	*4.00*
1980/81	*182*	*12*	*3.66*

1965/66	*157*	*13*	*3.38*
1974/75	*148*	*14*	*3.14*
1990/91	*144*	*15*	*2.93*
1988/89	*140*	*16*	*2.75*
1954/55	*137*	*17*	*2.59*
1979/80	*130*	*18*	*2.44*
1969/70	*129*	*19*	*2.32*
1985/86	*129*	*20*	*2.20*
1994/94	*127*	*21*	*2.10*
1961/62	*127*	*22*	*2.00*
1973/74	*127*	*23*	*1.91*
1992/93	*117*	*24*	*1.83*
1957/58	*115*	*25*	*1.76*
1960/61	*115*	*26*	*1.69*
1981/82	*115*	*27*	*1.63*
1995/96	*115*	*28*	*1.57*
1959/60	*113*	*29*	*1.52*
1989/90	*112*	*30*	*1.47*
1975/76	*111*	*31*	*1.42*
1966/67	*100*	*32*	*1.37*
1968/69	*100*	*33*	*1.33*
1971/72	*96*	*34*	*1.29*
1956/57	*91*	*35*	*1.26*
1955/56	*89*	*36*	*1.22*
1958/59	*85*	*37*	*1.19*
1976/77	*83*	*38*	*1.16*
1996/97	*82*	*39*	*1.13*
1967/68	*81*	*40*	*1.10*
1962/63	*72*	*41*	*1.07*
1964/65	*62*	*42*	*1.05*
1970/71	*52*	*43*	*1.02*

Ejemplo 4.5
¿Cual será el riesgo de falla de una presa, calculada con un T_R de 1000 años en una vida útil de 100 años?

Solución:
Datos: $T_R = 1000\,años \;\; y \;\; n = 100\,años$
Evaluando la probabilidad de excedencia, se tiene:

$$P = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{1000} = 0.001$$

Estimando la probabilidad de no excedencia:

$$1 - P = 1 - 0.001 = 0.999$$

Aplicando la ecuación 4.19, sustituyendo los valores calculados:

$$j = 1 - (1 - P)^n$$

$$j = 1 - (0.999)^{100} = 1 - 0.905$$

$$j = 0.095 = 9.5\%$$

Existe una probabilidad de falla en su vida útil de 9.5%.

Ejemplo4.6
¿Cual será el tiempo de retorno con que se debe calcular un puente en una ruta troncal, cuya vida útil, se estima en 50 años para que el riesgo de falla no sea superior al 15%?

Solución:
Datos: $j = 0.15 \; y \; n = 50 \; ; TR = ?$
A partir de la ecuación 4.20, se despeja el valor de la probabilidad de no excedencia, así:

$$j = 1 - (P')^n$$

$$0.15 = 1 - (P')^{50} \qquad -(P')^{50} = 0.15 - 1 = -0.85$$

$$P' = (0.85)^{1/50}$$

$$P' = 0.99675$$

Luego, la probabilidad de excedencia es:

$$P = 0.00325$$

Finalmente, el período de retorno es:

$$T_R = \frac{1}{0.00325} = 308 \left[años \right]$$

Cuando se trata de estructuras que tienen un elevado costo marginal asociado a su destrucción (peligro de vidas, interrupción de comunicaciones, etc.) se adiciona un margen de seguridad, en el ejemplo 4.6, se adoptaría un T_R de 400 años. De la Tabla 4.5 se obtienen los tiempos de retorno a ser usados para una determinada vida útil y riesgo de falla.

Tabla 4.5 Tiempo de retorno (T_R) en años correspondientes a una vida útil (años) con un riesgo de falla (j%) durante su vida útil (Adaptado de Sáenz, 1998).

Riesgo	**Vida útil (años)**							
j%	**2**	**5**	**10**	**15**	**20**	**25**	**50**	**100**
75	-0-	4,02	6,69	11,0	14,9	18,0	35,6	72,7
50	3,43	7,74	14,90	22,1	29,4	36,6	72,6	144,8
40	4,44	10,30	20,10	29,9	39,7	49,5	98,4	196,3
30	6,12	14,50	28,50	42,6	56,5	70,6	140,7	281,0
25	7,46	17,90	35,30	52,6	70,0	87,4	174,3	348,0
20	9,47	22,90	45,30	67,7	90,1	122,5	224,6	449,0
15	12,80	31,30	62,00	90,8	123,6	154,3	308,0	616,0
10	19,50	48,10	95,40	142,9	190,3	238,0	475,0	950,0
5	39,50	98,00	195,50	292,9	390,0	488,0	976,0	1949,0
2	99,50	248,00	496,00	743,0	990,0	1238,0	2475,0	4950,0
1	198,00	498,00	996,00	1492,0	1992,0	2488,0	4975,0	9953,0

La Tabla 4.5 agiliza el cálculo del período de retorno para un riesgo y vida útil de una estructura determinada; así, por ejemplo, si se quiere construir una obra hidráulica para que en 50 años(vida útil) no falle, suponiendo un riesgo de falla (J) de la estructura del 5%, se obtiene un

T_R de 976 años con el que se debe calcular la estructura (se adoptaria T_R=1000 años). En realidad los valores de esta tabla son altos, por eso mediante el criterio hidrológico, la experiencia local y estudios económicos de daños (capítulo 13) se pueden disminuir estos valores.

Los valores de la Tabla 4.5 se pueden aproximar con:

$$T_R = V_U\left(\frac{1}{j} - \frac{1}{2}\right) \tag{4.21}$$

Donde: V_U es la vida útil de la estructura considerada, en años.
j es el riesgo de falla que es adimensional.

Así, para una vida util de 100 años y un riesgo, *j*, del 20%, se tiene:

$$T_R = 100 \cdot \left(\frac{1}{0.20} - \frac{1}{2}\right) = 450 \text{ años}$$

Para las series anuales o las de duración parcial, donde se consideren tantos eventos como años haya de registro, permite expresar la probabilidad en términos de frecuencia anual o su inversa el tiempo o período de retorno. Cuando en las series parciales se tengan más valores que años de registro, se consideran intervalos de recurrencia menores de un año, porque en la relación $T_R = \frac{N+1}{m}$, $N+1$ es igual al número de años, independiente de que se tomen 2 ó 3 valores por año, por lo tanto, m toma valores mayores a N+1.

Se aconseja en series parciales, no tomar más de dos o tres valores por año y tener la seguridad que estos sean independientes (no pertenecientes, por ejemplo, a la misma creciente). En realidad en la serie parcial no resulta tan claro como en la anual asignar a la serie directamente una probabilidad anual o un período de retorno en años. En realidad es más conveniente referirse a valores extremos en la muestra de N años.

Es muy frecuente en diseño hidrológico necesitar caudales que ocurran con mayor frecuencia a un año y en estos casos las series parciales (con mayor número de valores que años de registro) proveen buena información, aún cuando rigurosamente hablando no se aplica en ellas el concepto de tiempo de retorno.(Langbein, 1949) indica que en el caso de series parciales de caudales, se deben elegir los eventos separados por intervalos de tiempo significativos para asegurar su independencia.

El intervalo de recurrencia en una serie de duración parcial es el intervalo promedio entre eventos de una magnitud especificada. (Langbein, 1949) provee una tabla de correspondencia entre períodos de retorno de una serie anual máxima y el intervalo de recurrencia de una serie de duración parcial (Tabla 4.6). Cabe resaltar que a medida que el número de años aumenta, los períodos de retorno de ambas series se hacen iguales.

Tabla 4.6 Relación entre tiempo de retorno de una serie anual máxima y el intervalo de recurrencia de una serie de duración parcial

Serie Anual (años)	**Serie Parcial (años)**	**Serie Anual (años)**	**Serie Parcial (años)**
1.02	0.25	5.52	5.0
1.16	0.5	10.50	10.0
1.58	1.0	20.5	20.0
2.00	1.45	50.5	50.0
2.54	2.0	100.5	100.0

De acuerdo al U.S.Geological Survey (1960) la creciente anual promedio es aquella que tiene un tiempo de recurrencia de 2.33 años. Un caudal que es excedido 2 ó 3 veces por año es suficientemente bajo y puede ser estimado si se tiene una serie de frecuencias de duración parcial. La base se puede ajustar al tener registros históricos más extensos que provean información que justifique su ajuste. El caudal de base está también relacionado con la época del año que se esté analizando y el régimen del río en esa época (épocas de lluvias o de secas, caudales de invierno y de verano en ríos de régimen nival).

Otra forma de transformación de datos anuales máximos a unos de duración parcial es usando el factor de conversión que se da en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Factor de conversión de datos anuales máximos a datos de duración parcial

Tiempo de retorno de la serie Anual máxima (años)	Factor de conversión
2	1.13
5	1.04
10	1.01
20	1.00

Así por ejemplo, si la lluvia de una serie anual máxima de 5 años y 6 horas es de 200 mm, la misma para una serie parcial sería 200 x 1.04 = 208 mm.

4.5 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico.Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste. Se debe tener presente que una determinada distribución de probabilidad no necesariamente se aplica por igual a diferentes ríos (en el caso de análisis de caudales) o en diferentes tipos de lluvias (en el caso de análisis de precipitaciones).

Prácticamente todas las distribuciones de variables aleatorias en hidrología son de naturaleza empírica, obtenidas de un número limitado de datos. Las funciones de distribución de probabilidad, tienen parámetros que deben ser estimados a partir de la muestra. Desde el punto de vista matemático si una función tiene más parámetros, es más flexible para ajustar a una distribución empírica.

En realidad el número de parámetros es un compromiso entre flexibilidad y confiabilidad en la estimación de los mismos. Si el número de parámetros de una distribución es muy pequeño, la función no será flexible al ajuste, por otro lado si su número es grande, algunos de esos parámetros serán poco confiables. Es por esto que la selección de una función de distribución de probabilidad que se ajuste a una variable hidrológica es un problema que involucra la flexibilidad para ajustarla a una función y la confiabilidad en la estimación de sus parámetros. Desde el punto de vista práctico en el diseño hidrológico, estas funciones no se pueden derivar teóricamente, es decir, las verdaderas funciones son muy difíciles de conocer y en todos los casos del diseño práctico los parámetros de la función se deben determinar de muestras de datos. Si una función empírica ajusta razonablemente bien a una variable, se asume que ella se aplica a la población de esa variable. La experiencia práctica indica que las siguientes funciones de distribución tienen uso en hidrología.

Distribución de variables discretas

Si una muestra de x valores discretos involucra distribuciones de probabilidad donde se consideran situaciones de si (p) o de no (q), se obtienen probabilidades complementarias (p + q = 1). Estas situaciones surgen cuando se considera la probabilidad de valores cero o no cero. Una de estas distribuciones es la binomial que se basa en el concepto de probabilidad de x eventos en n años antes descripta. En este caso, la función de frecuencia acumulada es un gráfico que va de cero a uno (Figura 4.4 b), mientras que la función de frecuencia relativa (4.4 a) da la probabilidad de cada evento 0, 1, 2, etc. La suma de esas probabilidades es 1.

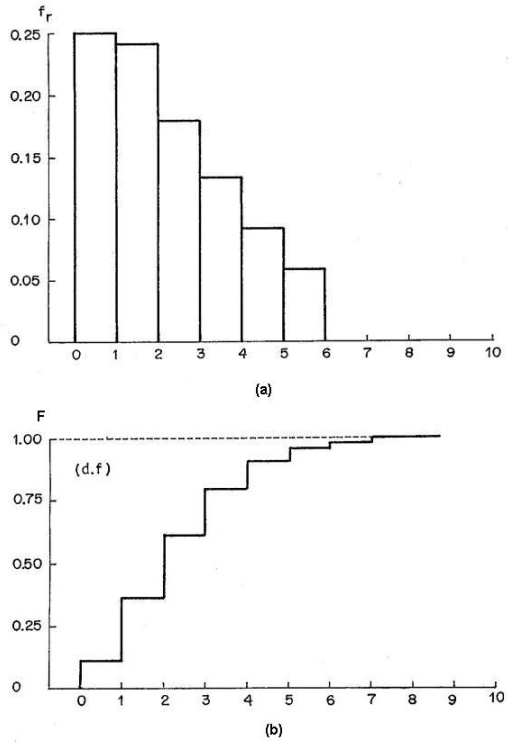


Figura 4.4 Funcion de frecuencia: (a) relativa y (b) acumulada

En hidrología existen casos frecuentes de este tipo de variables, como por ejemplo: el número de días de lluvia por año, la situación de un día positivo para tormentas convectivas o nó, días con temperaturas que producen heladas en cultivos o no, el número de días con nevadas, etc.
Dentro de este tipo de distribuciones se encuentran la binomial, la Poison y la binomial negativa.

Distribución binomial

La distribución discreta binomial de probabilidad se aplica a poblaciones que sólo tienen dos eventos discretos y complementarios. Una condición esencial para esta aplicación es la independencia de eventos sucesivos (observaciones o experimentos) y las probabilidades constantes p y q de cada ensayo individual. Esta condición se debe verificar con los datos a utilizar.

La función de probabilidad acumulada es:

$$P(x) = \binom{n}{x} \cdot p^x \cdot q^{n-x} \qquad (4.22)$$

Donde: x es el número de veces que ocurre el evento.

P(x) es la probabilidad de ocurrencia x = 0, 1, 2 .... etc.

n es el tamaño de la muestra (número de observaciones independientes o casos posibles).

m es el número de eventos (ecuación 4.24)

q es la probabilidad de no excedencia, dada por:

$$q = (1 - p) \tag{4.23}$$

p es la probabilidad de excedencia, calculada mediante la expresión:

$$p = \frac{n}{m} \tag{4.24}$$

$\binom{n}{x}$ es el número combinatorio de n valores tomados de x, se evalua así:

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} \tag{4.25}$$

Si x= 0 el número combinatorio es igual a 1

Otro concepto importante en diseño hidrológico, es determinar la probabilidad de que un evento de una especificada magnitud y probabilidad de ocurrencia, pueda repetirse x veces en n años. Esto se realiza mediante la función binomial de densidad de probabilidad:

$$P(x) = \binom{n}{x} \cdot p^x \cdot (1-p)^{n-x} \tag{4.26}$$

Desde el punto de vista estadístico, *n* es el número de observaciones independientes (años de la vida útil), *x* es el número de ocurrencias de un evento en n años; *p(x)* es la probabilidad de que un número *x* de ocurrencias se produzcan en *n* observaciones (años); *p* es la probabilidad anual de ocurrencia ($1/T_R$) y *(1-p)* es la probabilidad de ocurrencia negativa (fallas) del evento. El coeficiente binomial $\binom{n}{x}$ está dado por la ecuación 4.25.

La binomial es la función más usada para distribuciones discretas, es decir, cuando se tienen dos eventos discretos y complementarios (lluvia-no lluvia).

Es fundamental en la aplicación de esta distribución la independencia de los sucesivos eventos. Se supone, en general que los sucesivos días de lluvia y no lluvia son eventos independientes, lo cual no es estrictamente correcto, salvo para lluvias de tipo convectivo donde si se satisface esta condición con una aceptable aproximación.

En una distribución binomial los eventos pueden ser clasificados sólo en dos categorías: aciertos o fallas (si o no – lluvia o no lluvia, etc.). Los parámetros estadísticos de esta distribución son:

- El valor esperado (promedio):

$$\bar{x} = n \cdot p \tag{4.27}$$

- La varianza:

$$\sigma^2 = n \cdot p \cdot q \tag{4.28}$$

- El coeficiente de asimetría:

$$g = \frac{q - p}{\sqrt{n \cdot p \cdot q}} \tag{4.29}$$

- El coeficiente de kurtosis:

$$k = \left(\frac{1 - 6 \cdot (p \cdot q)}{n \cdot p \cdot q} \right) + 3 \qquad (4.30)$$

Si p = 0, la distribución es simétrica. La distribución binomial tiende a la función de densidad de probabilidad normal, cuando n, tiende a infinito. Si n $p^{3/2}$ > 1.07, el error de estimar probabilidades usando la distribución normal en lugar de la binomial, nunca excede de 0.05 para cualquier valor de x.
Se debe notar que p y n son dos parámetros independientes, p es usualmente estimado considerándolo igual a la frecuencia, f, del primer evento, es decir, evento "si" de todas las observaciones disponibles en la muestra de tamaño n, o sea, $p = \frac{m}{n}$, siendo m el posicionamiento del valor en la muestra de ocurrencia en la muestra de tamaño n.

Ejemplo 4.7

- *¿Cuál será la probabilidad de que una creciente anual de período de retorno,T_R, de 50 igual o mayor a la especificada se produzca 1 vez en 50 años, si se supone que las crecientes anuales son eventos independientes?*
  Solucion:

$$P(1) = \binom{50}{1} \cdot \left(\frac{1}{50} \right)^1 \cdot \left(1 - \frac{1}{50} \right)^{49}$$

$$P(1) = \frac{50!}{1!(50-1)!} \cdot (0.02)^1 \cdot (1 - 0.02)^{49}$$

$$P(1) = (50) \cdot (0.02) \cdot (0.3716)$$

$$P(1) = 0.3716 = 37.16\%$$

- *¿Cuál será la probabilidad que una creciente de período de retorno,T_R, de 100 años se produzca o sea superada 3 veces en 50 años?*

$$P(3) = \binom{50}{3} \cdot \left(\frac{1}{100} \right)^1 \cdot \left(1 - \frac{1}{100} \right)^{47}$$

$$P(3) = (19600) \cdot \left(1 \cdot 10^{-6} \right) \cdot (0.6235) = 0.012 = 1.2\%$$

- *¿Cuál será la probabilidad de tres crecientes iguales o mayores de a un T_R de 50 se produzcan en 50 años?*

$$P(3) = \binom{50}{3} \cdot \left(\frac{1}{50} \right)^3 \cdot \left(1 - \frac{1}{50} \right)^{47}$$

$$P(3) = (19600) \cdot \left(8x10^{-6} \right) \cdot (0.3869)$$

$$P(3) = 0.067 = 6.7\%$$

- *¿Cuál es la probabilidad que* **una o más crecientes** *puedan ser iguales o exceder en 50 años la creciente de T_R de 50 años?*
  Usando la propiedad de eventos complementarios mutuamente exclusivos o colectivamente exhaustivos, si A es el complemento de B entonces
  P (A) = 1- P (B)

Si $x = 0; n = 50$

$$P = 1 - \left[\binom{50}{0} \left(\frac{1}{50} \right)^0 \left(1 - \frac{1}{50} \right)^{50} \right]$$

$$P = 1 - \left[(1) \cdot (1) \cdot (0.98)^{50} \right]$$

$$P = 1 - 0.364 = 0.64 = 64\%$$

O sea, la probabilidad de 1 ó más es el doble de una sóla creciente.

Ejemplo 4.8

Al Norte de Mendoza (Argentina) se realizaron medidas con radar, de días/tormenta con 1 ó más núcleos en la Región de Actividad Convectiva (RAC), en un área de 49087 Km^2 (radio de 125 km). Los datos observados durante 13 años en esta región, entre octubre y marzo, indican los días con tormenta significativa mostrados en la tabla 4.8. En los 13 años de observaciones, se han monitoreado 2340 días de los cuales 478 han tenido tormenta. Se puede aplicar en la región la distribución de probabilidad binomial considerando que:

$$p = \frac{m}{n} = \frac{478}{2340} = 0.20 \quad ; \quad q = (1 - p) = 0.80$$

Tabla 4.8 Días con tormenta significativa en el período de Octubre a Marzo (180 días).

Año	*Nº de Observaciones (casos posibles)*	*Nº de días/tormenta (casos favorables)*
89/90	*180*	*37*
90/91	*180*	*17*
91/92	*180*	*39*
92/93	*180*	*53*
93/94	*180*	*37*
94/95	*180*	*42*
95/96	*180*	*49*
96/97	*180*	*35*
97/98	*180*	*25*
98/99	*180*	*36*
99/00	*180*	*49*
00/01	*180*	*30*
01/02	*180*	*29*
	2340(n)	*478 (m)*

a) *Dado que un trabajo de desagües pluviales urbanos se llevará a cabo en 10 días en la ciudad, ¿cuál es la probabilidad de no tener tormentas en 10 días?*

Datos:

n = 10 p = 0.20 q = 0.80 x = 0 (no tormenta) n –x = 10

Aplicando la función binomial de densidad de probabilidad, se tiene:

$$P(0) = \binom{n}{0} \cdot (0.20)^0 \cdot (1 - 0.20)^{10}$$

$$P(0) = (1) \cdot (1) \cdot (0.11) = 11\%$$

Existe sólo un 11% de probabilidad de no lluvia en un mes cualquiera de la época de tormentas convectivas (de octubre a marzo).

b) *Se debe realizar un trabajo de pavimentación en el área que demandará 10 días, ¿cual es la probabilidad que el trabajo se alargue a 12 días debido a la ocurrencia de 2 días con tormentas?*
Datos:
n = 12; *p = 0.20;* *(1-p) = 0.80* *x = 2;* *n – x = 10*

Solución:

$$P(2) = \binom{12}{2}(0.20)^2(0.80)$$

$$P(0) = (66)\cdot(0.04)\cdot(0.11) = 0.29 = 29\%$$

Existe un 29% de probabilidad que el trabajo se alargue a 12 días.

Ejemplo 4.9
Se diseña un desagüe pluvial para una vida útil de 40 años, usando la tormenta de período de retorno, T_R, de 100 años. ¿Que probabilidad existe que el desagüe sea superado 2 veces en su vida útil?
Datos:

$p = \frac{1}{100} = 0.01$ $n = 40$ $x = 2$

Solución:

$$P(x) = \binom{n}{x}\cdot p^x \cdot (1-p)^{n-x}$$

$$P(2) = \frac{40!}{2!(40-2)!}\cdot(0.01)^2\cdot(1-0.01)^{38}$$

$$P(2) = (780)\cdot(0.01)^2\cdot(0.99)^{38} = 0.0532 = 5.32\%$$

La probabilidad de que en dos ocasiones se supere la capacidad del desagüe es del 5,3%. Si se hace x=0 se tiene la probabilidad de no ocurrencia del evento, así:

$$P' = 1 - P$$

Reemplazando P por la función binomial de probabilidades, se tiene:

$$P' = 1 - \binom{n}{x}P^x(1-P)^{n-x}$$

Evaluando para x = 0 queda:

$$P' = 1 - \binom{n}{0}P^0(1-P)^{n-o}$$

Simplificando valores se tiene como resultado el equivalente a la ecuación 4.19, antes descrita:

$$P' = 1 - (1-P)^n = j$$

O sea que j es un caso especial de la función binomial para x = 0 y la selección del evento mayor.

Ejemplo 4.10
Se ha calculado un puente con la creciente correspondiente al período de retorno, T_R, de 25 años (P=0.04).

a) ¿Que probabilidad existe que el mismo no sea sobrepasado (x=0) en 5 años (n=5)?

$$P(0) = \binom{5}{0} \cdot (0.04)^0 \cdot (1-0.04)^5$$

$$P(0) = (1) \cdot (1) \cdot (0.96)^5 = 0.8154 = 81.54\%$$

La probabilidad, que no sea sobrepasado en cinco años es 81.54%, o sea, existe un 18.46% de que sea sobrepasado.

b) ¿Que pasa si el puente se diseña con período de retorno, T_R de 50?
En este caso se tiene:
P=0.02; x=0; n=5
Solución:

$$P(0) = \binom{5}{0} \cdot (0.02)^0 \cdot (1-0.02)^5$$

$$P(0) = (1) \cdot (1) \cdot (0.98)^5 = 0.90 = 90\%$$

Si se diseña duplicando el T_R de la creciente, la probabilidad de ser sobrepasado en 5 años, disminuye al 10%. La decisión final, es un compromiso entre costo inicial, mantenimiento y riesgo asociado a la falla del puente.

Distribución de Poisson

Un caso interesante se presenta cuando el tamaño de la muestra, n, es muy grande y tiende a infinito, mientras que la probabilidad, p, muy pequeña y tendiente a cero, pero su producto, m, es un número positivo, entonces se tiene la función de densidad de probabilidad discreta de Poisson:

$$p(x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \tag{4.31}$$

Donde x es el número de ocurrencias de un evento de pequeña probabilidad p, en un gran numero de situaciones n. Es frecuente que una muestra grande (n grande) sea observada para un evento de muy baja probabilidad de ocurrencia. Los parámetros estadísticos de esta distribución son:

- El valor esperado (promedio):

$$\bar{x} = m \tag{4.32}$$

- La varianza:

$$\sigma^2 = m \tag{4.33}$$

- El coeficiente de asimetría:

$$g = \frac{1}{\sqrt{m}} \tag{4.34}$$

El único parámetro es m. Cuando teóricamente n tiende a infinito y p tiende a cero, pero su producto m tiende a un valor constante, se selecciona esta distribución.
La aplicación de la Poisson en hidrología, resulta apropiada en caso de eventos poco frecuentes que ocurren al azar, ya sea a través del tiempo o del espacio, ó, eventos que ocurren instantánea e independientemente en el tiempo, como lluvias producidas por celdas convectivas.

Distribución binomial negativa

Esta distribución es un caso especial de la binomial con índice negativo. Se usa cuando en un muestreo se supone que el número de observaciones n, no es fijo. Evidentemente el individuo final (n^{th}) siempre será un suceso positivo (Kendall y Stuart, volumen I, 1969) pero es determinado como el tamaño de la muestra requerida para lograr r sucesos positivos. Por lo tanto, la frecuencia relativa (distribución binomial negativa o de Pascal) para obtener r sucesos positivos a partir de n individuos es:

$$f_n = \binom{n-1}{r-1} \cdot q^{n-r} \cdot p \cdot^{r-1} \tag{4.35}$$

Los términos sucesivos en $p^r(1-q)^{-r}$ de una binomial con índice negativo, son:

$$f_n = p^r \cdot \binom{n-1}{r-1} q^{n-r} \quad , \quad n = r,\ r+1,\ r+2.... \tag{4.36}$$

Cuando r = 1 se tiene la distribución geométrica:

$$f_n = p \cdot q^{(n-1)} \tag{4.36a}$$

La función binomial negativa de obtener x eventos positivos es:

$$f(x) = \left(\frac{\Gamma(x+k)}{x!\Gamma k} \right) \cdot p^k \cdot q^x \tag{4.37}$$

Aplicable para $i > 0$, $k > 0$ y $0 \leq p \leq 1$. Donde:

p es la probabilidad de un evento positivo.
q es la probabilidad de un evento negativo (1 – p).
Γ es la función gama de (x+k)

La función de distribución acumulada permite obtener la probabilidad de que un valor de x sea menor o igual que un valor particular de x. Se evalúa mediante la expresión

$$F(x) = \sum_{x=0}^{n} \left(\frac{\Gamma(x+k)}{x!\Gamma k} \cdot p^k \cdot q^x \right) \tag{4.38}$$

Para esta distributión, las ecuaciones de cálculo de los parámetros k, p y q son:

$$k = \frac{(\bar{x})^2}{\sigma^2 - \bar{x}} \tag{4.39}$$

$$p = \frac{k}{k + \bar{x}} \tag{4.40}$$

$$q = 1 - p \tag{4.41}$$

Donde $\bar{x}$ es el promedio o valor esperado de la muestra y σ^2 la varianza de la muestra. El promedio y la varianza se encuentran a partir de los parámetros descritos, así:

$$\bar{x} = \frac{k \cdot q}{p} \tag{4.42}$$

$$\sigma^2 = \frac{k \cdot q}{p^2} \tag{4.43}$$

Distribución de variables continuas

Las distribuciones continuas se caracterizan porque F(x) es absolutamente continua. Por consiguiente F(x) tiene como derivada:

$$F'(x) = f(x)$$

La función de distribución de probabilidad es F(x)

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(x) \cdot dx \quad \text{ó} \quad f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \tag{4.44}$$

La derivada f(x) se denomina función de densidad de probabilidad y los valores de x para los cuales f(x) > 0 son el dominio de la variable aleatoria x.

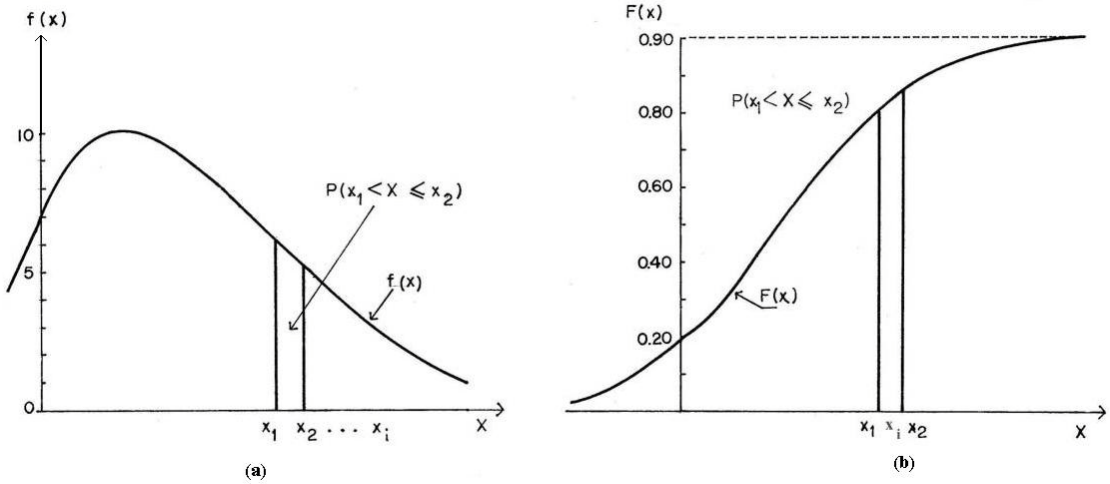


Figura 4.5 (a) Función de densidad de probabilidad, f, y (b) función de distribución de probabilidad acumulada, F

Las Figuras 4.5a y 4.5b son la representación esquemática de la función de densidad de probabilidad (fdp) y función de distribución de probabilidad (fd). En la figura 4.5b, 0.82 es la probalidad de tener eventos iguales o menores que x_i.

La mayor parte de las variables hidrológicas son continuas y se tratan como tales o se las discretiza en función de determinados intervalos de clase para obtener histogramas de frecuencias relativas o absolutas para intervalos de clase seleccionados.

La población es continua, las muestras discretas. Los caudales de un río de regimen permanente o las temperaturas de una estación nivológica, son variables continuas que se pueden tratar como discretas, si en el primer caso se consideran los caudales medios diarios o en el segundo las temperaturas medias cada seis horas. La mayor parte de los casos, en diseño hidrológico, se ajustan a este tipo de variables.

Cuando se trata con series de valores extremos, máximos o mínimos seleccionados de una muestra o registro histórico de un río, estas se pueden analizar mediante el uso de métodos especiales: distribuciones de probabilidad de tipo I, II y III. Gumbel estudió en detalle la I, conocida como "distribución Gumbel". La II se la conoce como "distribución tipo Cauchy o Frechet" y la III "distribución Weibull". En estas distribuciones, de importancia en diseño hidrológico, los valores altos se les asocia a crecidas y los bajos a sequías o déficit hídrico, con sus consecuencias de tipo económico, social y de riesgo.
En el cálculo de probabilidades de eventos mayores, la variable x, puede representarse por el promedio $\bar{x}$, mas un incremento dx, de ese valor medio (Figura 4.6).

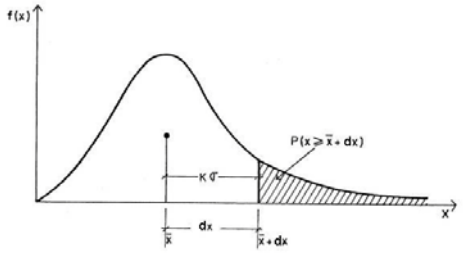


Figura 4.6 Representación del concepto de "Factor de frecuencia" para eventos mayores

La magnitud de dx depende de la dispersión característica de la distribución de x, del intervalo de recurrencia y otros parámetros estadísticos. Es posible entonces representar a dx como el producto de la desviación estándar y de un factor de frecuencia k, así:

$$x = \bar{x} + k \cdot \sigma \quad ó \quad x = \mu + k \cdot \sigma \tag{4.45}$$

Dividiendo por el valor medio para generalizar el resultado haciéndola adimensional es:

$$\frac{x}{\bar{x}} = 1 + k \cdot \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad ó \quad \frac{x}{\mu} = 1 + k \cdot \frac{\sigma}{\mu} \tag{4.46}$$

Pero coeficiente de variación de x, es:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad ó \quad C_v = \frac{\sigma}{\mu}$$

Luego, se obtiene la ecuación general del análisis de frecuencia propuesta por Chow (1964):

$$\frac{x}{\bar{x}} = 1 + k \cdot C_v \quad ó \quad \frac{x}{\mu} = 1 + k \cdot C_v \tag{4.47}$$

Según Chow esta ecuación es aplicable a varias distribuciones de probabilidades. Para una distribución determinada se puede encontrar una relación entre el factor de frecuencia k y el

tiempo de retorno T_R. Dichas relaciones se pueden tabular, para cada tipo de distribución. En este libro, se presentan posteriormente, los factores de frecuencia para las distribuciones de probabilidad lognormal de dos parámetros, la Gumbell tipo I y log - Pearson tipo III.

En la curva experimental de distribución de frecuencias acumuladas se deben definir, además, límites de confianza a ambos lados de la curva de frecuencia que enmarcan una banda de confiabilidad. Dichos límites, definen áreas de probabilidad acumulada a ambos lados del promedio de una distribución supuesta en función de la muestra de datos, donde se puede esperar su valor correcto. Con dichos límites se pueden trazar las bandas o límites de confianza que permiten el control de la(s) variable(s) analizada(s) (figura 4.7). El análisis de regiones homogéneas, mejoran la estimación de estos límites.

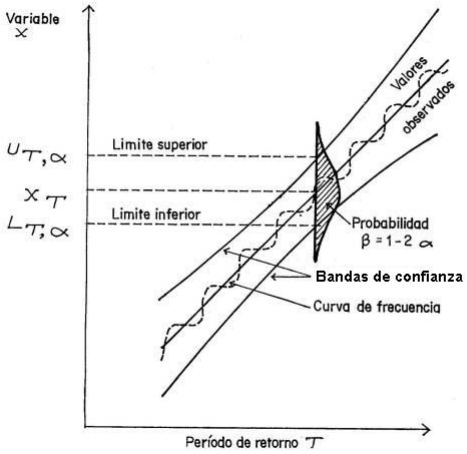


Figura 4.7 Límites de confianza

Establecido, a priori, un valor de grado de confianza, (80%, 82%, 85% ó 95%), para cada uno corresponderá un nivel de significancia. OMM (1982) sugiere tomar como aceptable un grado de confianza del 80%.
El factor más significativo que afecta esta banda, es el grado de confianza que se desee establecer. Se usa frecuentemente el 95%, pero valores entre 70% y 95% son comunes en el diseño hidrológico.

- El tamaño de la muestra con la que se computó la curva de frecuencia, afecta el ancho de la banda. A mayor tamaño de muestra, disminuye el intervalo.
- La probabilidad de excedencia afecta la amplitud del intervalo; el intervalo es menor para valores promedios y se hace mayor en las puntas (probabilidades mayores y menores).
- El coeficiente de asimetría afecta el intervalo de confianza. La asimetría afecta el error estándar, por lo tanto el ancho de la banda aumenta con el aumento del valor absoluto de la asimetría.

Estos factores, se debe tener en cuenta porque puede variar la estimación de los caudales o lluvias de diseño.

Distribución normal

La distribución normal (Gaussiana) surge del teorema del límite del valor central, el cual establece que una variable aleatoria x está normalmente distribuida con el promedio μ y la

desviación estándar σ. La función de distribución de probabilidad (frecuencia acumulada) proporciona la probabilidad de que X sea menor o igual a x así:

$$F(X < x) = \left(\frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \right) \cdot \int_{-\infty}^{x} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2} \right) \cdot dx \qquad (4.48)$$

Esta integral es el área bajo la curva de campana, mostrada en la Figura 4.8, la cual tiene un valor igual a la unidad. Es simétrica respecto a la media y se extiende de menos infinito a más infinito. Dado que en hidrología (como el caso de caudales de ríos) raramente se pueden definir valores negativos y por lo general la distribución de los datos no es simétrica alrededor de la media, el uso de la normal es limitada.

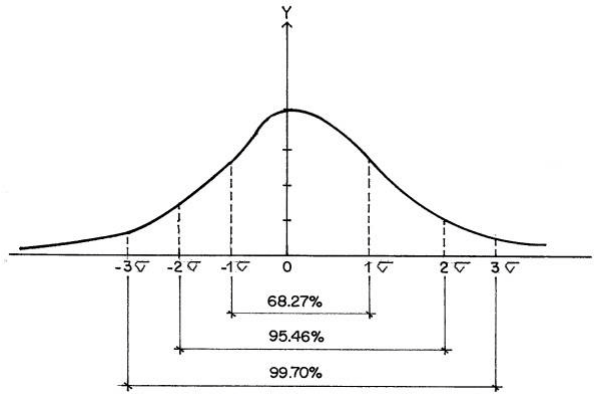


Figura 4.8 Distribución normal típica

La función de densidad de probabilidad, está dada por:

$$f(x) = \left(\frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \right) \cdot \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2} \right) \qquad (4.49)$$

Donde x es el valor de la variable, μ es el valor medio de la variable y σ la desviación estándar.
Al ser simétrica respecto al promedio, el promedio, la moda y la mediana son iguales y la asimetría es cero.
La distribución normal, especialmente la estándar, ocupa una posición destacada en la teoría de probabilidad sirviendo de referencia y comparación con otras distribuciones.
Se usa cuando existen casos donde las variables (sobre todo cuando hay importante número de datos) tienden a la distribución normal. También se usa en modelos estocásticos de generación de datos, en la simulación de números aleatorios normales independientes para luego ser transformados a otro tipo de distribución.
La práctica hidrológica indica que la distribución normal ajusta razonablemente bien registros extensos de lluvias anuales, asi como descargas anuales en ríos. Por el contrario, para lluvias y caudales medios mensuales diarios o crecidas no ajusta bien.
El problema surge cuando se tienen valores negativos, sin embargo en la práctica dichos valores pueden considerarse como cero, suponiendo una distribución normal truncada. Desde el punto de vista físico existen algunas variables hidrológicas que tienen valor cero en una buena porción del tiempo (lluvia, evaporación, caudales intermitentes, etc.).

En la Tabla 4.9 se presenta las probabilidades de la distribución normal correspondiente al área especificada en la Figura 4.9, para diferentes niveles de confianza.

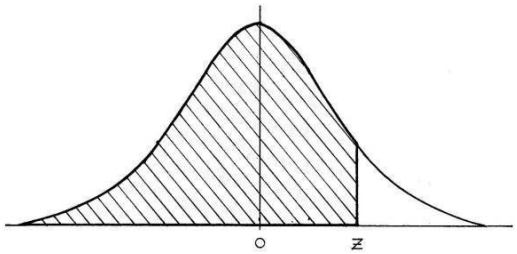


Figura 4.9 Área bajo la curva normal tipificada

Tabla 4.9 Áreas bajo la curva normal tipificada para valores de z especificados en doble entrada (valores de γ para diferentes valores de z) (Spiegel,1970; McCuen, 1998)

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \quad ó \quad z = \frac{x - \mu}{\sigma} \tag{4.50}$$

z	**0.00**	**0.01**	**0.02**	**0.03**	**0.04**	**0.05**	**0.06**	**0.07**	**0.08**	**0.09**
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.004	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.011
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.015	0.0146	0.0143
-2	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.102	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.123	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.166	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.281	0.2776

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.352	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.409	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5754
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7258	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7518	0.7549
0.7	0.7580	0.7612	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7996	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.99966	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998
3.5	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998	0.9998
3.6	0.9998	0.9998	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.7	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.8	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
3.9	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Ejemplo 4.11

Dado el promedio y la desviación estándar de los datos de lluvia en enero en una localidad de $\bar{x} = 41.28mm$ *y* $\sigma = 6.49mm$, *suponiendo que la distribución es aproximadamente normal, determinar:*

a) Probabilidad de tener menos de 45mm en cualquier año en enero P (X < 45.00)
b) Probabilidad de tener entre 43 y 45 mm de precipitación en cualquier mes de enero P (43.00 < x < 45.00)
c) Probabilidad de tener menos de 35mm P (X < 35.00)
d) Probabilidad de tener exactamente 35mm de precipitación en cualquier mes de enero P (X = 35.00)

Solución:

a) P (X < 45.00)

$$z_{45} = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} = \frac{(45.00 - 41.28)}{(6.49)} = 0.57$$

De la tabla 4.9 para z = 0.57, γ = 0.7157, o sea, un 71.57% de probabilidad de tener menos de 45.00mm mientras que la de tener más de 45.00 mm es:

P = (100-71.57) = 28.43%

b) P(43 < X < 45). Calculando z de igual forma que en el numeral (a) se tiene:

$$z_{45} = 0.57$$

$$z_{43} = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} = \frac{(43.00 - 41.28)}{6.49} = 0.27$$

De la tabla 4.9, el área bajo la curva (γ), para z = 0.27, γ = 0.6064 y para z = 0.57, γ = 0.7157. El área neta es entonces:

$$P(0.27 < z < 0.57) = P(z < 0.57) - P(z > 0.27) = 0.7157 - 0.6064 = 0.109$$

La probabilidad que la precipitación de enero este entre 43 y 45 es 10.9%

c) P (X < 35.00). Calculando z se tiene:

$$z_{35} = \frac{(35.00 - 41.28)}{6.49} = -0.97$$

De la tabla 4.9 para valores negativos de z es γ = 0.1660. La probabilidad de tener valores menores de 35.00mm es 16.6%

d) P (X = 35.00)

Como el valor superior e inferior es el mismo, P = 0

Distribución lognormal de dos parámetros

También se la denomina función de Galton (estudiada por Galton en 1875). Es una distribución donde la variable x se reemplaza por su logaritmo (ln x), siendo en este caso su rango sólo de valores positivos de (x > 0), lo cual en la hidrología es una ventaja sobre la normal.
La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x)=\left(\frac{1}{x\cdot\sigma_y\cdot\sqrt{2\pi}}\right)exp\left[-\frac{1}{2}\cdot\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] \quad (4.51)$$

Donde y es el logaritmo natural de x:

$$y=ln(x)$$

σ_y es la desviación standard de y.

μ_y es el promedio de y se calcula así:

$$\mu_y=\frac{\sum ln(x)}{N}=\bar{y} \quad (4.52)$$

N es el número de datos de la muestra.

Los parámetros estadísticos de x Chow (1954) se calculan con las siguientes expresiones:

- El valor esperado (promedio):

$$\mu_x=exp\left(\mu_y+\frac{\sigma_y^2}{2}\right) \quad (4.53)$$

- Mediana:

$$M_x=exp(\mu_y) \quad (4.54)$$

$$\frac{\mu_x}{M_x}=exp\left(\frac{\sigma_y^2}{2}\right) \quad (4.55)$$

- Desviación estándar:

$$\sigma=\mu\cdot\left(exp(\sigma_y^2)-1\right)^{1/2}$$

- El coeficiente de asimetría:

$$g=3\cdot C_v+C_v^3 \quad (4.56)$$

- El coeficiente de variación:

$$C_v=\left(exp(\sigma_y^2)-1\right)^{1/2} \quad (4.57)$$

Elevando al cuadrado la ecuación 4.57 es

$(C_v)^2 + 1 = \exp(\sigma_y)^2$ (4.57 a)

aplicando logaritmos :

$((C_v)^2 + 1) = \ln(\exp(\sigma_y)^2 = (\sigma_y)^2$ (4.57 b)

De la ecuación 4.57 b se obtiene la expresión para desviación estándar de la variable y, σ_y:

$$\sigma_y=\left[ln(C_v^2+1)\right]^{1/2} \quad (4.58)$$

Las limitaciones de la distribución lognormal es que tiene sólo dos parámetros y requiere que los logaritmos de los datos presenten simetría alrededor de la media. El factor de frecuencia, k , se obtiene de la tabla 4.10 y tambien se puede calcular con la ecuación 4.59 (Chow, 1964)

$$k = \frac{e^{\left(\sigma_y \cdot k_y - \sigma_y^2/2\right)} - 1}{\left(e^{\sigma_y^2} - 1\right)^{1/2}} \tag{4.59}$$

$$k_y = \frac{\left(y - \overline{y}\right)}{\sigma_y} \tag{4.60}$$

Luego despejando y se tiene:

$$\therefore y = \overline{y} + k_y \cdot \sigma_y \tag{4.61}$$

La Tabla 4.10 presenta los valores de k (Chow, 1964) a ser usados en la ecuación 4.61

Tabla 4.10 Factores de Frecuencia, k, para la distribución log-normal.

Coeficiente de Asimetría g	**Probabilidad del Promedio %**	**Período de retorno (años)**								**Coeficiente de Variación C_v**
		1.0101	**1.0526**	**1.25**	**2**	**5**	**20**	**100**	**1000**	
		Probabilidad de excedencia P ($x \geq x_i$)								
		0.99	**0.95**	**0.80**	**0.50**	**0.20**	**0.05**	**0.01**	**0.001**	
0	50.0	-2.33	-1.65	-0.84	0	0.84	1.64	2.33	3.09	0
0.1	49.3	-2.25	-1.62	-0.85	-0.02	0.84	1.67	2.40	3.22	0.033
0.2	48.7	-2.18	-1.59	-0.85	-0.04	0.83	1.70	2.47	3.39	0.067
0.3	48.0	-2.11	-1.56	-0.85	-0.06	0.82	1.72	2.55	3.56	0.100
0.4	47.3	-2.04	-1.53	-0.85	-0.07	0.81	1.75	2.62	3.72	0.136
0.5	46.7	-1.98	-1.49	-0.86	-0.09	0.80	1.77	2.70	3.88	0.166
0.6	46.1	-1.91	-1.46	0.86	-0.10	0.79	1.79	2.77	4.05	0.197
0.7	45.5	-1.85	-1.43	-0.85	-0.11	0.78	1.81	2.84	4.21	0.230
0.8	44.9	-1.79	-1.40	-0.84	-0.13	0.77	1.82	2.90	4.37	0.262
0.9	44.2	-1.74	-1.37	-0.84	-0.14	0.76	1.84	2.97	4.55	0.292
1.0	43.7	-1.68	-1.34	-0.84	-0.15	0.75	1.85	3.03	4.72	0.324
1.1	43.2	-1.63	-1.31	-0.83	-0.16	0.73	1.86	3.09	4.87	0.351
1.2	42.7	-1.58	-1.29	-0.82	-0.17	0.72	1.87	3.15	5.04	0.381
1.3	42.2	-1.54	-1.26	-0.82	-0.18	0.71	1.88	3.21	5.19	0.409
1.4	41.7	-1.49	-1.23	-0.81	-0.19	0.69	1.88	3.26	5.35	0.436
1.5	41.3	-1.45	-1.21	-0.81	-0.20	0.68	1.89	3.31	5.51	0.462
1.6	40.8	-1.41	-1.18	-0.80	-0.21	0.67	1.89	3.36	5.66	0.490
1.7	40.4	-1.38	-1.16	-0.79	-0.22	0.65	1.89	3.40	5.80	0.517
1.8	40.0	-1.34	-1.14	-0.78	-0.22	0.64	1.89	3.44	5.96	0.544
1.9	39.6	-1.31	-1.12	-0.78	-0.23	0.63	1.89	3.48	6.10	0.570
2.0	39.2	-1.28	-1.10	-0.77	-0.24	0.61	1.89	3.52	6.25	0.596
2.1	38.8	-1.25	-1.08	-0.76	-0.24	0.60	1.89	3.55	6.39	0.620
2.2	38.4	-1.22	-1.06	-0.76	-0.25	0.59	1.89	3.59	6.51	0.643
2.3	38.1	-1.20	-1.04	-0.75	-0.25	0.58	1.88	3.62	6.65	0.667
2.4	37.7	-1.17	-1.02	-0.74	-0.26	0.57	1.88	3.65	6.77	0.691
2.5	37.4	-1.15	-1.00	-0.74	-0.26	0.56	1.88	3.67	6.90	0.713
2.6	37.1	-1.12	-0.99	-0.73	-0.26	0.55	1.87	3.70	7.02	0.734
2.7	36.8	-1.10	-0.97	-0.72	-0.27	0.54	1.87	3.72	7.13	0.755
2.8	36.6	-1.08	-0.96	-0.72	-0.27	0.53	1.86	3.74	7.25	0.776
2.9	36.3	-1.06	-0.95	-0.71	-0.27	0.52	1.86	3.76	7.36	0.796
3.0	36.0	-1.04	-0.93	-0.71	-0.28	0.51	1.85	3.78	7.47	0.818
3.2	35.5	-1.01	-0.90	-0.69	-0.28	0.49	1.84	3.81	7.65	0.857
3.4	35.1	-0.98	-0.88	-0.68	-0.29	0.47	1.83	3.84	7.84	0.895
3.6	34.7	-0.95	-0.86	-0.67	-0.29	0.46	1.81	3.87	8.00	0.930
3.8	34.2	-0.92	-0.84	-0.66	-0.29	0.44	1.80	3.89	8.16	0.966
4.0	33.9	-0.90	-0.82	-0.65	-0.29	0.42	1.78	3.91	8.30	1.000
4.5	33.0	-0.84	-0.78	-0.63	-0.30	0.39	1.75	3.93	8.60	1.081
5.0	32.3	-0.80	-0.74	-0.62	-0.30	0.37	1.71	3.95	8.86	1.155

Ejemplo 4.12

En el río Mendoza en Guido calcular el valor del caudal medio anual que correspondería a un período de retorno (T_R) de 100 años, para un promedio anual en el período 1956-1996 de 44.9 m^3/s

Solución:

Tabla 4.11 Cálculo de la desviación estándar Río Mendoza en Guido (Argentina).

Año	*x*	$x - \bar{x}$	$(x - \bar{x})^2$
56-57	*29,3*	*-15.6*	*243.36*
57-58	*32,8*	*-12.1*	*146.41*
58-59	*33,8*	*-11.1*	*123.21*
59-60	*38,9*	*- 6.0*	*36.0*
60-61	*34,5*	*-10.4*	*108.16*
61-62	*42,0*	*- 2.9*	*8.41*
62-63	*30,8*	*-14.1*	*198.8*
63-64	*46,0*	*1.1*	*1.21*
64-65	*26,8*	*-18.1*	*327.6*
65-66	*43,9*	*- 1.0*	*1.0*
66-67	*34,9*	*-10.0*	*100.0*
67-68	*29,7*	*-15.2*	*231.04*
68-69	*23,7*	*-21.2*	*449.44*
69-70	*36,8*	*- 8.1*	*65.61*
70-71	*23,3*	*-21.6*	*466.56*
71-72	*31,9*	*-13.0*	*169.00*
72-73	*59,9*	*15.0*	*225.0*
73-74	*40,7*	*-4.2*	*17.64*
74-75	*39,7*	*-5.2*	*27.84*
75-76	*31,9*	*-13.0*	*169.00*
76-77	*27,6*	*-17.3*	*299.29*
77-78	*49,8*	*4.9*	*24.01*
78-79	*61,7*	*16.8*	*282.24*
79-80	*48,8*	*3.9*	*15.21*
80-81	*56,7*	*11.8*	*139.24*
81-82	*39,9*	*-5.0*	*25.00*
82-83	*91,9*	*47.0*	*2.209*
83-84	*71,5*	*26.6*	*707.5*
84-85	*60,7*	*15.8*	*249.6*
85-86	*50,5*	*5.3*	*28.09*
86-87	*73,2*	*28.3*	*800.9*
87-88	*94,0*	*49.1*	*2410.81*
88-89	*51,9*	*7.0*	*49*
89-90	*44,4*	*-0.5*	*0.25*
90-91	*38,0*	*-6.9*	*47.61*
91-92	*59,0*	*14.1*	*198.81*
92-93	*49,0*	*4.1*	*16.81*
93-94	*45,3*	*0.4*	*0.16*
94-95	*49,9*	*5.0*	*25.0*
95-96	*38,3*	*-6.2*	*38.44*
96-97	*27.6*	*-17.3*	*299.29*

De la Tabla 4.11 se obtienen los siguientes datos:

$$N = 41[años] \qquad \sum\left(x-\bar{x}\right)^2 = 10981.65$$

Calculando los parametros estadísticos de la muestra:

- *Desviación estándar:* $\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{N}} = \sqrt{\frac{10981.65}{41}} == 16.36\left[m^3/s\right]$
- *Coeficente de variación:* $C_v = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{16.36}{44.9} = 0.364$
- *Coeficiente de asimetría:* $g = 3\cdot(0.364) + (0.364)^3 = 1.14$

.

En la Tabla 4.10, para un período de retorno de 100 años, es decir, una probabilidad de excedencia de 0.01 y un coeficiente de asimetría de 1.14. El factor de frecuencia, k está entre los valores del coeficiente de asimetría de 1.1 y 1.2, interpolando entre los valores de 3.09 y 3.15, se tiene:

$$k = 3.12$$

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación 4.61, para un período de retorno de 100 años se tiene un caudal anual de:

$$Q_{100} = 44.9 + 3.12\cdot 16.36 = 95.94\left[m^3/s\right]$$

Distribución lognormal de tres parámetros

La distribución lognormal se puede generalizar para casos en que el límite inferior de la misma no sea cero, en este caso se introduce un tercer parámetro que lo sustituya (x-β). La función de densidad de probabilidad toma la forma:

$$f(x) = \frac{1}{(x-\beta)\cdot\sigma_y\cdot\sqrt{2\pi}}\exp\left\{-\frac{\left[\ln(x-\beta)-\mu_y\right]^2}{2\cdot\sigma_y^2}\right\} \qquad (4.62)$$

Donde β es el límite inferior, x la variable. Si el límite inferior, β, se conoce a priori, la variable x, se reemplaza por (x-β) y se procede como en la lognormal de dos parámetros. Cuando el límite inferior no se conoce, este se determina por los métodos de estimación de parámetros descritos más adelante.

La distribución lognormal se usa corrientemente en hidrología para variables como precipitación, caudal y otras medidas desde base cero, cuyo límite superior es desconocido.

La práctica hidrológica ha definido que la distribución lognormal se ajusta bien para numerosas variables asimétricas que se toman encima de un valor de base (series de duración parcial).

Distribuciones tipo Pearson

Estas funciones de probabilidad se ajustan bien a varias distribuciones, la ecuación general que define la distribución acumulada (Chow, 1964) es:

$$F(x) = \exp\left(\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{(a+x)}{(b_0 + b_1 \cdot x + b_2 \cdot x^2)} \cdot dx \right) \tag{4.63}$$

Donde a, b_0, b_1 y b_2 son constantes que se deben determinar experimentalmente.
En hidrología se usan distribuciones pertenecientes a esta familia de funciones, es decir, son casos especiales de la general.

Distribución Gamma de un parámetro

La función de densidad de probabilidad es:

$$\begin{aligned} f(x) &= \frac{1}{\Gamma \cdot \alpha} \cdot \left(x^{\alpha-1} Exp(-x) \right) \quad \Rightarrow \quad para \quad 0 \le x < \infty \\ f(x) &= 0 \qquad\qquad\quad \Rightarrow \quad para \quad x < 0 \end{aligned} \tag{4.64}$$

Donde α es el parámetro de forma. Si α no es entero, el producto $\Gamma\alpha$ se obtiene de tablas que se encuentran en la bibliografía Si α es entero y positivo, el producto se evalúa mediante la expresión:

$$\Gamma\alpha = (\alpha - 1)! \tag{4.65}$$

Los parámetros estadísticos de la distribución son: (Yevjevich 1972)

- Promedio:

$$\bar{x} = \mu = \alpha \quad ; \quad 0 < x < \infty \tag{4.66}$$

* Varianza: $\sigma^2 = \alpha$ (4.67)

- Coeficiente de Asimetría:

$$g = \frac{2}{\sqrt{\alpha}} \tag{4.68}$$

La función de distribución gamma de un parámetro converge para valores elevados de α hacia la distribución normal (α > 30) y se puede integrar para valores enteros de α (Figura 4.10).

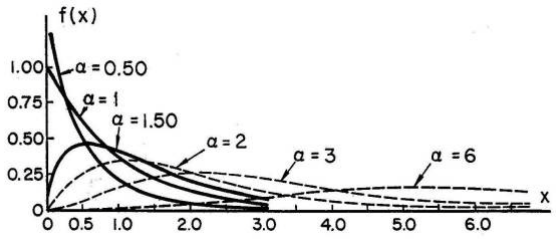


Figura 4.10 Función de densidad de probabilidad (Yevjevich,1972) de la distribución Gamma de un parámetro para diferentes valores de α

Distribución Gamma de dos parámetros

La función de densidad de probabilidad de esta distribución (Figura 4.11), se obtiene sustituyendo en la ecuación 4.64 (Gama de un parámetro), *x* por *x/β*, así:

$$f(x) = \frac{1}{\beta^{\alpha}\Gamma\alpha}\cdot\left(x^{\alpha-1}Exp\left(\frac{-x}{\beta}\right)\right) \quad \Rightarrow \quad para \quad 0 \le x < \infty$$

$$f(x) = 0 \quad \Rightarrow \quad para \quad x < 0 \tag{4.69}$$

Donde α es el parámetro de forma ($\alpha > 0$) y β el parámetro de escala ($\beta > 0$). El producto: $\Gamma\alpha$ se evalúa mediante la expresión 4.65.

Los parámetros estadísticos para x son:

- Promedio:

$$\mu = \alpha \cdot \beta \tag{4.70}$$

- Varianza

$$\sigma^2 = \alpha \cdot \beta^2 \tag{4.71}$$

- Coeficiente de asimetría: se calcula de igual manera que para la distribución gama de un parámetro (ecuación 4.68).

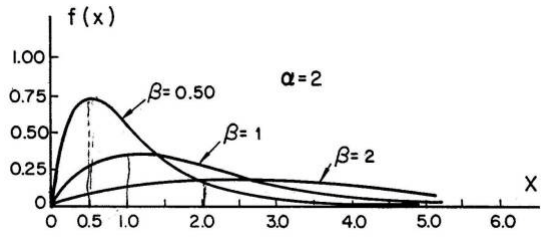


Figura 4.11 Función de densidad de probabilidad de dos parámetros (Yevjevich,1972) para α=2 y tres valores de β

Esta distribución tiene importantes aplicaciones en hidrología, no sólo en estudios de frecuencia sino también en la generación de hidrogramas sintéticos (capítulo 7). Si bien, en estudios de frecuencia la función Gamma da resultados semejantes a la lognormal, su uso es más complicado.

Distribución Pearson III (Gamma de tres parámetros) (Kendall, 1969)

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{P_o^{\beta} \cdot (x-E)^{\beta-1} \cdot \exp[-P_o(x-E)]}{\Gamma\beta} \tag{4.72}$$

para $x \geq E$

Donde: Γ_β es la función gamma de β

β, P_o, y E son los parámetros de la distribución. Se calculan mediante las expresiones:

$$P_o = \frac{\sigma_x}{\sqrt{\beta}} \tag{4.73}$$

$$\beta = \left(\frac{2}{g}\right)^2 \tag{4.74}$$

$$E = \bar{x} - \sigma_x \cdot \sqrt{\beta} \tag{4.75}$$

Siendo σ_x la desviación estándard de x y g el coeficiente de asimetría de x.

La ecuación 4.72 sólo es aplicable para valores de $x \geq E$.

Distribución log Pearson III

Es la distribución Pearson III, pero usada con los logaritmos de los valores de la muestra. Es una distribución muy usada en Estados Unidos y recomendada por el USWRC (1976). A diferencia de las ecuaciones de lognormal que usan logaritmos naturales (ln), esta distribución usan los logaritmos en base 10 (log).

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{P_o^{\beta} (y-E)^{\beta-1} \cdot \exp[-P_o \cdot (y-E)]}{x \cdot \Gamma\beta} \tag{4.76}$$

Donde $y = \log x$; para $\log x \geq E$

β, P_o, y E son los parámetros de la distribución. Se calculan mediante las expresiones:

$$P_o = \frac{\sigma_y}{\sqrt{\beta}} \tag{4.77}$$

$$\beta = \left[\frac{2}{g \cdot y}\right]^2 \tag{4.78}$$

$$E = \bar{y} - \sigma_y \cdot \sqrt{\beta} \tag{4.79}$$

Siendo $\Gamma\beta$ la función gamma deβ , σ_y la desviación estándar de y, g el coeficiente de asimetría de y.

El USWRC (1976) recomienda esta ditribución para definir series anuales de crecidas. Últimamente ha sido bastante cuestionada esta metodología, aunque conviene tenerla presente en el diseño hidrológico.

Para calcular el coeficiente de frecuencia, k, de la distribución Log-Pearson III (para caudales máximos anuales), la ecuación recomendada (USWRC, 1976) es:

$$Log(Q) = \bar{x} + \sigma_x \cdot k \qquad (4.80)$$

Donde: $\bar{x}$ es el promedio de los logaritmos decimales de x.

σ_x es la desviación estándar de los logaritmos decimales de x.

k es el factor de frecuencia que es función del coeficiente de asimetría de los logaritmos decimales de los caudales máximos medios diarios anuales y de la probabilidad de excedencia (Tabla 4.12).

Log (Q) es el logaritmo decimal del caudal Q en m^3/s.

Tabla 4.12 Factor de frecuencia, k, para la distribución Log-Pearson Tipo III (Adaptado de USWRC, 1976)

Coeficiente de asimetría g	**Período de retorno en años**								
	2	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**200**	**500**	**1000**
	Probabilidad de excedencia								
	0.50	**0.20**	**0.10**	**0.04**	**0.02**	**0.01**	**0.005**	**0.002**	**0.001**
9.0	-0.222	-0.193	0.111	1.339	2.820	4.635	6.687	9.657	12.044
8.0	-0.249	-0.182	0.239	1.554	2.998	4.705	6.599	9.307	11.468
7.0	-0.285	-0.144	0.400	1.765	3.145	4.726	6.949	8.883	10.813
6.0	-0.329	-0.066	0.589	1.960	3.251	4.686	6.226	8.376	10.068
5.0	-0.379	0.057	0.795	2.124	3.300	4.573	5.916	7.771	9.219
4.0	-0.412	0.226	1.000	2.237	3.274	4.367	5.503	7.053	8.252
3.5	-0.412	0.321	1.095	2.268	3.226	4.224	5.252	6.646	7.720
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	6.205	7.152
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	6.112	7.034
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.018	6.915
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	5.923	6.794
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	5.826	6.671
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	5.727	6.548
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	5.628	6.422
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	5.526	6.296
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	5.524	6.168
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	5.320	6.038
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.214	5.907
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.107	5.775
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	4.999	5.642
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	4.889	5.507
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	4.778	5.370
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	4.666	5.233
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	4.553	5.095
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.438	4.955
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.322	4.814
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.205	4.673
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.543	3.022	3.489	4.088	4.531
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	3.969	4.388
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	3.849	4.244
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	3.729	4.100
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.608	3.955
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.487	3.810
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.365	3.656
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.243	3.521
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.121	3.377
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	2.999	3.233
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	2.878	3.090

-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.878	3.090
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.636	2.807
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.517	2.669
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.399	2.532
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.283	2.398
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.168	2.267
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.057	2.140
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.948	2.017
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.842	1.898
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.740	1.785
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.643	1.678
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.550	1.576
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.462	1.482
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.379	1.394
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282	1.302	1.312
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.231	1.238
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.165	1.169
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.104	1.107
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.048	1.050
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	0.998	0.999
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.951	0.952
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.908	0.909
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.869	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.833	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.799	0.799
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.740	0.740
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.689	0.689
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667	0.666	0.666
-3.5	0.412	0.562	0.570	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571	0.571
-4.0	0.413	0.497	0.499	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
-5.0	0.379	0.399	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
-6.0	0.329	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
-7.0	0.285	0.285	0.285	0.285	0.285	0.285	0.285	0.285	0.285
-8.0	0.249	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
-9.0	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222

El cálculo del coeficiente de frecuencia, para una muestra de n valores, se realiza mediante el uso de los siguientes parámetros estadísticos:

- Promedio:

$$\bar{x} = \frac{\sum log(x)}{N} = \mu \tag{4.81}$$

- Desviación estándar:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum \left(log(x) - \bar{x}\right)^2}{(N-1)}} \tag{4.82}$$

- Coeficiente de asimetría:

$$g = \frac{N \cdot \sum \left(log(x) - x\right)^3}{(N-1)\cdot(N-2)\cdot(\sigma_x)^3} \tag{4.83}$$

Si se trabaja con asimetría g=0, la distribución log Pearson III es igual a log-normal.

Ejemplo 4.13
Para el río Mendoza en Guido calcular el caudal máximo medio diario para un tiempo de Retorno de 100 años.

Tabla 4.13 Caudales máximos medios diarios (1977-1997) del Río Mendoza en Guido (Argentina)

Año	*Caudal m^3/s (x)*	*Log x*	*Log x - $\bar{x}$*	*(log x- $\bar{x}$)^2*	*(log x- $\bar{x}$)^3*
77-78	*184*	*2.26482*	*0.04831*	*0.00233*	*0.00011*
78-79	*218*	*2.33846*	*0.12195*	*0.01487*	*0.00181*
..79-80	*130*	*2.11394*	*-0.10257*	*0.01052*	*-0.00108*
80-81	*182*	*2.26007*	*0.04356*	*0.00190*	*0.00008*
81-82	*115*	*2.06070*	*-0.15581*	*0.02928*	*-0.00378*
82-83	*398*	*2.59988*	*0.38337*	*0.14697*	*0.05634*
83-84	*195*	*2.29003*	*0.07352*	*0.00541*	*0.00040*
84-85	*162*	*2.20952*	*-0.00699*	*0.00005*	*-0.00000*
85-86	*129*	*2.11059*	*-0.10592*	*0.01122*	*-0.00119*
86-87	*243*	*2.38561*	*0.16910*	*0.02859*	*0.000484*
87-88	*401*	*2.60314*	*0.38663*	*0.14946*	*0.05778*
88-89	*140*	*2.14613*	*-0.07038*	*0.00495*	*-0.00035*
89-90	*112*	*2.04922*	*-0.16729*	*0.02799*	*-0.00468*
90-91	*144*	*2.15836*	*-0.05815*	*0.00338*	*-0.00020*
91-92	*201*	*2.30320*	*0.08669*	*0.00752*	*0.00065*
92-93	*117*	*2.06819*	*-0.14832*	*0.02200*	*-0.00326*
93-94	*127*	*2.10380*	*-0.11271*	*0.01270*	*-0.00143*
94-95	*195*	*2.29003*	*0.07352*	*0.00541*	*0.00040*
95-96	*115*	*2.06070*	*-0.15581*	*0.02428*	*-0.00378*
96-97	*82*	*1.91381*	*-0.30513*	*0.09310*	*-0.02841*

De la Tabla 4.13 se obtienen los siguientes datos:

$$n = 20[años] \qquad \sum\left(log(x)-\bar{x}\right)^2 = 0.5969$$
$$\sum log(x) = 44.3302 \qquad \sum\left(\log(x)-\bar{x}\right)^3 = 0.0749$$

Calculando los parámetros estadísticos de la muestra de caudales máximos medios diarios

- *Promedio:*

$$\bar{x} = \frac{\sum log(x)}{N} = \mu = \frac{44.3302}{20} = 2.2165$$

- *Desviación estándar:*

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum\left(log(x)-\bar{x}\right)^2}{(N-1)}} = \sqrt{\frac{0.5969}{19}} = 0.1773$$

- *Coeficiente de asimetría:*

$$g = \frac{N \cdot \sum (\log(x) - x)^3}{(N-1) \cdot (N-2) \cdot (\sigma_x)^3} = \frac{(20)(0.07491)}{(19)(18)(0.17725)^3} = \frac{1.4982}{1.90452} = 0.7866$$

De la Tabla 4.12, entrando con un período de retorno de 100 años un coeficiente de a asimetría de + 0.7866 e interpolando se tiene un factor de frecuecia de: k = 2.87.

$$k = 2.87$$

Sutituyendo los valores calculados anteriormente en la ecuación 4.80 queda:

$$Log(Q) = \bar{x} + \sigma_x \cdot k = 2.2165 + (0.1773) \cdot (2.87)$$
$$Log(Q) = 2.7265$$
$$Q_{100} = 532.67 \left[m^3 / s \right]$$

Los límites de confianza superior (y_S) e inferior (y_I), para la distribución log Pearson III según el USWRC (1976) para un grado de confianza α son:

$$y_S = \bar{y} + k_S \cdot \sigma_y \qquad (4.84)$$

$$y_I = \bar{y} - k_I \cdot \sigma_y \qquad (4.85)$$

Donde: $\bar{y}$, es el promedio y σ_x, la desviación estándar de los logaritmos decimales de la variable x. k_s, k_I, son factores de distribución superior e inferior, se evaluan mediante las expresiones:

$$k_S = \frac{k + \sqrt{k^2 - a \cdot b}}{a} \qquad (4.86)$$

$$k_I = \frac{k - \sqrt{k^2 - a \cdot b}}{a} \qquad (4.87)$$

Con:

$$a = 1 - \left(\frac{z^2}{2 \cdot (N-1)} \right) \qquad (4.88)$$

$$b = k^2 - \frac{z^2}{N} \qquad (4.89)$$

Siendo k el factor de frecuencia seleccionado de la tabla 4.12 para el correspondiente valor del coeficiente de asimetría de la muestra y distintos tiempos de retorno; N el número de datos; y z el valor de la desviación de la distribución normal, para un predefinido nivel de confianza, α (Tabla 4.9).

Ejemplo 4.14
Calcular el límite de confianza superior para un tiempo de retorno de 100 años haciendo uso de la distribución log-Pearson III en el río Mendoza en Guido, para un 95% con los resultados encontrados en el ejemplo 4.13 (α = γ, de la tabla 4.9)

De la Tabla 4.12, entrando con un período de retorno de 100 años, un coeficiente de asimetría de + 0.7866 e interpolando se tiene un factor de frecuencia de:

$$k = 2.87$$

Por otra parte, para γ = 0.9505, en el interior de la Tabla 4.9 se lee z = 1.65. Luego, aplicando las ecuaciones 4.88 y 4.89:

$$b = k^2 - \frac{z^2}{N} = (2.87)^2 - \frac{(1.65)^2}{20} = 8.0435$$

$$a = 1 - \left(\frac{z^2}{2 \cdot (N-1)} \right) = 1 - \left(\frac{(1.65)^2}{2 \cdot (20-1)} \right) = 0.9284$$

Como se necesita sólo el límite superior. De la ecuación 4.86 se tiene:

$$k_S = \frac{k + \sqrt{k^2 - a \cdot b}}{a} = \frac{(2.87) + \sqrt{(2.87)^2 - (0.93) \cdot (8.04))}}{0.93}$$

$$k_S = 3.976$$

Reemplazando k_S, en la ecuación 4.84, el límite superior del intervalo de confianza para un período de retorno de 100 años es:

$$y_S = \overline{y} + k_S \cdot \sigma_y = 2.2165 + (3.976) \cdot (0.1773) = 2.9213$$

$$y_S = Log(Q) = 2.9213$$

$$Q_{100-y_S} = 834.32 \left[m^3 / s \right]$$

Comparando con el caudal de 100 años del cálculo de frecuencia con un valor medio de 532 m^3/s.

$$Error = 834.32 - 532 = 302.32 m^3 / s$$

Es decir, con este límite de confianza (95%), para un período de retorno de 100 años, el error del caudal es muy elevado, lo que evidencia un alto grado de inseguridad en el cálculo, como consecuencia de una serie corta (N=20 años) de fuerte asimetría.

Distribución General de Valores Extremos (GEV)

Las tres formas de distribución de valores extremos son casos especiales de la distribución general de valores extremos (Jenkinson, 1955). La función de distribución acumulada es:

$$F(x) = \exp\left[-\left(1 - k \cdot \left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)\right)^{1/k}\right] \tag{4.90}$$

Donde k, μ y α son parámetros a determinar. Luego:

Si k = 0, es la distribución tipo I (Gumbel).
Si k < 0, es la distribución tipo II (Frechet).
Si k > 0, es la distribución tipo III (Weibull).

En general se puede decir que la distribución GEV es útil cuando no hay suficiente seguridad para aplicar "a priori" una de las otras distribuciones. Obteniendo por diferentes métodos de ajuste el valor k, se puede conocer a que tipo de distribución más se ajustará la muestra.

Distribución Tipo I (Gumbel)

La función de distribución acumulada es: (Yevjevich, 1972)

$$F(X \le x) = \exp\left[-\exp\left(-\alpha \cdot (x - \beta)\right)\right] \tag{4.91}$$

Donde α es el parámetro de forma y β el parámetro de localización (valor central).
Haciendo uso de una variable reducida, *y*:

$$y = \alpha \cdot (x - \beta)$$

La ecuación 4.91 queda:

$$F(X \le x) = \exp\left[-\exp(-y)\right] = e^{-e^{-y}} \tag{4.92}$$

Cuando *x* o *y* tienden a $+\infty$ ó a $-\infty$, F(x) tiende a 0 ó a 1, respectivamente. Los valores de α y β, están vinculados a la media (μ) y a la desviación standard (σ) por valores constantes o variables según sea el tamaño de la muestra. Conocidos μ y σ los valores de α y β son:

$$\beta = \mu - 0.45 \cdot \sigma \tag{4.93}$$

$$\alpha = \frac{1.281}{\sigma} \tag{4.94}$$

La asimetría es constante: (g = 1.139)

Esta distribución, se debe aplicar sólo a valores extremos de caudales. La función es de interés práctico importante, no obstante las múltiples objeciones que se le hacen, en el sentido de aplicar una función sin límites a series de caudales, donde sus valores no pueden ser menores de cero.
Para calcular el coeficiente de frecuencia, k, de la distribución Gumbel tipo I (valores extremos), partiendo de la ecuación de densidad de probabilidad de Gumbel, (Chow, 1964) lo expresa como:

$$k = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \left[\gamma + ln\left(ln\left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right) \right] \tag{4.95}$$

Donde γ es la constante de Euler igual a 0.57721 (Kreyszic, 1964).

T_R es el tiempo de recurrencia o período de retorno en años.

Despejando el período de retorno, T_R, se tiene:

$$T_R = \frac{1}{1 - exp\left[-exp\left(-\left(\gamma + \frac{\pi \cdot k}{\sqrt{6}} \right) \right) \right]} \tag{4.96}$$

Pero de la ecuación 4.47 se sabe que: $\frac{x}{\bar{x}} = 1 + k\ C_v$

Cuando: $x = \bar{x} \quad \Rightarrow \quad 1 = 1 + C_v \cdot k \quad . \quad k = 0$

Luego, en la ecuación 4.96, cuando k = 0, T_R = 2.33 años que es el tiempo de retorno que el U. S. Geological Survey toma para la creciente anual (U. S. Geological Survey, 1960).

Desde el punto de vista del diseño hidrológico se trabaja con tablas de valores de k, Para ello se debe definir la " variable reducida" (Linsley et al., 1975).

La distribución de probabilidad de una variable que puede ser igualada o excedida es:

$$P(x) = 1 - e^{-e^{-y}} \tag{4.97}$$

Donde y es la variable reducida. El valor de y se relaciona con los datos por la siguiente ecuación (Chow et al., 1994)

$$x = \bar{x} + \left(\frac{y - y_n}{\sigma_n} \right) \cdot \sigma_x \tag{4.98}$$

Donde: $\bar{x}$ es el promedio de la serie de datos.

σ_x es la desviación estándar de x.

σ_n, y_n son funciones de la longitud del registro (Tabla 4.14).

Esta ecuación es equivalente a la ecuación 4.45 del factor de frecuencia de Chow. Comparando las ecuaciones 4.45 y la 4.98 se tiene:

$$k = \frac{y - y_n}{\sigma_n} \tag{4.99}$$

Tabla 4.14 Valores de y_n y σ_n en función de la longitud del registro, N, en años.

N (años)	y_n	σ_n
20	0,52	1,06
30	0,54	1,11
40	0,54	1,14
50	0,55	1,16
60	0,55	1,17
70	0,55	1,19
80	0,56	1,19
90	0,56	1,20
100	0,56	1,21
150	0,56	1,23
200	0,57	1,24
∞	0,57	1,28

El valor de la variable reducida se encuentra con la siguiente ecuación:

$$y = -ln\left[ln\left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \tag{4.100}$$

La tabla de valores de k (Tabla 4.15), se calcula así: se obtiene primero los valores de *y* para diferentes períodos de retorno, (T_R) mediante la ecuación 4.100. Luego, con la longitud del registro, N (en años), se obtienen en la tabla 4.14, y_n, σ_n y de la ecuación 4.99 se obtienen los valores de k que figuran en la Tabla 4.15

Tabla 4.15 Valores de k para la distribución Gumbel de valores extremos Tipo I (Adaptada de Linsley et al, 1975).

T_R (años)	Probabilidad ocurrencia	Variable reducida y	Longitud del registro, N (años)						
			20	30	40	50	100	200	∞
1.58	0.63	0.000	-0.492	-0.482	-0.476	-0.473	-0.464	-0.459	-0.450
2.00	0.50	0.367	-0.147	-0.152	-0.155	-0.156	-0.160	-0.162	-0.164
2.33	0.43	0.579	0.052	0.038	0.031	0.026	0.016	0.010	0.001
5	0.20	1.500	0.919	0.866	0.838	0.820	0.779	0.755	0.719
10	0.10	2.250	1.62	1.54	1.50	1.47	1.40	1.36	1.30
20	0.05	2.970	2.30	2.19	2.13	2.09	2.00	1.94	1.87
50	0.02	3.902	3.18	3.03	2.94	2.89	2.77	2.70	2.59
100	0.01	4.600	3.84	3.65	3.55	3.49	3.35	3.27	3.14
200	0.005	5.296	4.49	4.28	4.16	4.09	3.93	3.83	3.68
400	0.0025	6.000	5.15	4.91	4.78	4.56	4.51	4.40	4.23
500	0.002	6.01	5.36	5.10	4.97	4.87	4.66	4.54	4.40
1000	0.001	6.91	6.03	5.73	5.58	5.48	5.25	5.11	4.95

Ejemplo 4.15
Calcular el factor de frecuencia para un período de retorno de 200 años y una muestra de 50 años, haciendo uso de la distribución de probalidad de valores extremos Gumbel tipo I.

Solución:
Para T_R = 200 años, se calcula el valor de la variable reducida y, así:

$$y = -ln\left[ln\left(\frac{200}{199} \right) \right] = 5.296$$

Para N = 50 años, en la tabla 4.14, se tiene:

$$y_n = 0.55 \quad ; \quad \sigma_n = 1.16$$

Sustituyendo los anteriores valores en la ecuación 4.99 o de la Tabla 4.15 se tiene:

$$k = \frac{5.296 - 0.55}{1.16} = 4.09$$

Ejemplo 4.16

Calcular el caudal máximo medio diario para un período de retorno de 100 años en el río Mendoza en Guido, considerando la muestra de la Tabla 4.16 de 20 años de registros.

Tabla 4.16 Caudales máximos medios diarios río Mendoza en Guido (Evarsa, 1997).

Año Hidrológico	*Caudal (m^3/s)*
1977-78	*184*
1978-79	*218*
1979-80	*130*
1980-81	*182*
1981-82	*115*
1982-83	*398*
1983-84	*195*
1984-85	*162*
1985-86	*129*
1986-87	*243*
1987-88	*401*
1988-89	*140*
1989-90	*112*
1990-91	*144*
1991-92	*201*
1992-93	*117*
1993-94	*127*
1994-95	*195*
1995-96	*115*
1996-97	*82*

Solución:
Calculando la media y la desviación estándar de la muestra de caudales de la Tabla 4.16, se tiene como resultado:

$$\bar{x} = 179.5 \quad ; \quad \sigma_x = 87.89$$

De la Tabla 4.15, para un período de retorno, T_R de 100 años y una longitud de registro, N, de 20 años, se obtiene un factor de frecuencia de:

$$k_{100} = 3.84$$

Remplazando valores en la ecuación 4.45, queda:

$$Q_{100} = 179.5 + (87.89)\,(3.84) = 516\ [m^3/s]$$

Los valores de las bandas de confianza, para la distribución Gumbel de valores extremos, considerando una probabilidad igual al 68,27% (que es la probabilidad de una desviación de $\pm\sigma$ del valor pronosticado en una distribución normal),se pueden construir trazando puntos arriba y abajo de la curva de frecuencia teórica, graficada en papel Gumbel con distancias verticales $\pm dx$ desde la línea calculada (Figura 4.7). Chow (1964) indica (procedimiento propuesto por Gumbel) que luego de ordenados los N datos de mayor a menor , se le asigna a cada uno un valor de ranking m , se obtiene el período de retorno a partir de la probabilidad empírica de Weibull (ecuación 4.13), así:

$$T_R = \frac{(N+1)}{m} \tag{4.101}$$

Después se calculan los errores, *dx* de la siguiente manera:

- Para m = 1. $dx_1 = \sigma_x f(n)$
- Para m = 2 $dx_2 = dx_1 \cdot \left(\frac{0.661 \cdot (N+1)}{(N-1)} \right)$
- Para m = 3 hasta m = n $dx_i = dx_1 \cdot f(T) \cdot \left(\frac{0.877}{\sqrt{N}} \right)$

Donde los valores de *f(n)* y *f (T),* son función del tamaño de la muestra y el período de retorno respectivamente (Tablas 4.17 y 4.18) (Chow, 1964).

Tabla 4.17 Relación entre N y f(n)

N(años)	f(n)	N(años)	f(n)	N(años)	f(n)	N(años)	f(n)
15	1.07	40	0.986	65	0.958	90	0.942
20	1.046	45	0.978	70	0.954	95	0.941
25	1.022	50	0.972	75	0.952	100	0.940
30	1.006	55	0.967	80	0.948	200	0.919
35	0.995	60	0.962	85	0.946		

Tabla 4.18 Relación entre T y f(T)

T(años)	f(T)	T	f(T)	T	f(T)	T	F(T)
1	2.1	1.9	1.40	2.8	1.73	6.5	2.35
1.1	1.3	2.0	1.45	2.9	1.74	7.0	2.65
1.2	1.25	2.1	1.455	3.0	1.75	7.5	2.75
1.3	1.25	2.2	1.50	3.5	1.86	8.0	2.81
1.4	1.252	2.3	1.54	4.0	2.00	8.5	2.95
1.5	1.28	2.4	1.56	4.5	2.13	9.0	3.00
1.6	1.30	2.5	1.60	5.0	2.25	9.5	3.10
1.7	1.35	2.6	1.65	5.5	2.35	10.0	3.15
1.8	1.38	2.7	1.68	6.0	2.45	>10.0	$\sqrt{T}$

Para T > 10 años; $f(T) = \sqrt{T}$

Ejemplo 4.17
Calcular para el río Mendoza en Guido, las bandas de confianza a partir de las distancias verticales, dx_i, de la curva de valores extremos de Gumbel de los caudales anuales máximos medios diarios de la Tabla 4.19

Tabla 4.19 Caudales máximos medios diarios del río Mendoza en Guido y cálculo de las bandas de confianza

$Q\ m^3/s$	m	T(años)	$f(n)$ ó $f(T)$	dx_i
401	1	21	1.046	92.12
398	2	10.50		67.35
243	3	7.00	2.65	47.90
218	4	5.25	2.30	41.58
201	5	4.20	2.06	37.24
195	6	3.50	1.86	33.62
195	7	3.00	1.75	31.63
184	8	2.62	1.66	30.01
182	9	2.33	1.55	28.02
162	10	2.10	1.455	26.30
144	11	1.91	1.410	25.49
140	12	1.75	1.365	24.67
130	13	1.61	1.31	23.68
129	14	1.50	1.28	23.14
127	15	1.40	1.252	22.63
117	16	1.31	1.25	22.59
115	17	1.23	1.25	22.59
115	18	1.17	1.27	22.96
112	19	1.10	1.30	23.50
82	20	1.05	2.05	37.06

En la columna 4 el primer valor es f(n) obtenido, de la Tabla 4.17, para N = 20 años
Los numeros sucesivos son los valores de f(T) , obtenidos de la Tabla 4.18 para T (años)
(Ejm. Para T = 7, f(T) = 2.65; para T= 5.25, f(T) = 2.30; para T= 3 , f(T) = 1.75 y así con los demás)
Los valores de los desvios dx_i se obtienen de las ecuaciones correspondientes, como se indica a continuación:

Sabiendo que la desviación estándar de los datos es: (ejemplo 4.16)

$$\sigma = 87.89\ [m^3/s]$$

Se calculan los errores, dx_i de la siguiente manera:

- *Para m = 1.* $dx_1 = \sigma_x f(n) = 87.89 \cdot 1.046 = 92.12$
- *Para m = 2*

$$dx_2 = dx_1 \cdot \left(\frac{0.661 \cdot (N+1)}{(N-1)} \right) = 92.12 \cdot \left(\frac{0.661 \cdot (20+1)}{(20-1)} \right) = 67.35$$

Para m = 3 hasta m = n $\qquad dx_3 = dx_1 \cdot f(T) \cdot \left(\frac{0.877}{\sqrt{N}}\right) = 92.12 \cdot 2.65 \cdot \left(\frac{0.877}{\sqrt{20}}\right) = 47.90$

Distribución Tipo II (Cauchy o Frechet)

Cuando el límite inferior es cero ($0 \leq x < \infty$) y tomando los logaritmos de x, se tiene una distribución de uso práctico, que es un caso especial de Frechet (Log Gumbel).

$$F(X \leq x) = \exp\left[-\exp\left(-y - \frac{s}{t}\right)\right] \tag{4.102}$$

Donde: $y = ln(x),\ s = ln(\beta),\ t = ln(\alpha).$

La distribución, se ajusta con el uso de un factor de frecuencia k, que es igual al que se usa para Gumbel, estableciendo el límite inferior cero. Se usa al igual que Gumbel para valores extremos. No deben usarse para series de duración parcial, sino sólo para anuales.

Distribución Tipo III (Weibull) (Chow, 1964)

Cuando existe un límite superior la ecuación de probabilidad acumulada es:

$$F(X \leq x) = \exp-\left[\frac{(x-E)}{(\theta-E)}\right]^k \tag{4.103}$$

Donde: $x \leq E$, en el rango de $-\infty < x < E$

k es el factor de frecuencia , $k > 0$.

E es calculado mediante la siguiente expresión:

$$E = \beta + \frac{\alpha}{k} \tag{4.104}$$

α y β se calculan de las ecuaciones 4.93 y 4.94 respectivamente

θ es el mayor valor esperado de E

Esta distribución se usa para análisis de frecuencia de caudales bajos (sequías). Los análisis de caudales bajos resultan importantes en el aprovechamiento, regulación de ríos y estudio de descargas de contaminantes.

A diferencia del estudio de frecuencia de crecidas, donde se usan caudales instantáneos, en caudales bajos es conveniente establecer promedios de 1 semana o 1 mes ó una estación según se especifique. O sea, se hace referencia a caudales bajos de duración *D* días para cada año hidrológico. Para este análisis, se recomiendan la distribución Log-Pearson III y Weibull donde en lugar de usar la probabilidad de excedencia se usa la de no excedencia. Esto es importante porque el evento de tiempo de retorno de x años (T_R) es el valor que no debe ser excedido.

Distribución de Wakeby

Esta distribución fué introducida en los análisis de los valores de caudales máximos por Houghton. Como define Houghton en su trabajo, esta distribución es una distribución “parent” (madre u origen de las otras). Es una distribución de 5 parámetros que supera a las tradicionales de dos o tres parámetros, de modo que se muestra más flexible sobretodo en relación con la separación de la cola derecha y de la izquierda de la distribución.

En el uso de distribuciones tradicionales, las observaciones menos frecuentes (valores altos) tienen efectos en la "cola derecha" de la distribución, en cambio las observaciones de valores más bajos ("cola izquierda") no agregan información a una distribución particular. Wakeby separa estas colas mejorando el cálculo de valores altos, explicando el "efecto de separación".
La función inversa de distribución de probabilidad es:

$$x = -a \cdot (1 - F)^b + c \cdot (1 - F)^d + e \qquad (4.105)$$

Donde F es la variable uniforme (0, 1), F = F(x), a, b, c y d son siempre positivas y e a veces es positiva. (Houghton, 1978)

Aplicaciones frecuentes en diseño hidrológico

Las funciones de distribución de variables aleatorias tienen una fuerte aplicación en diseño hidrológico. Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Esto significa que el ajuste de los datos de una muestra de una variable hidrológica permite describir en forma compacta, la función y sus parámetros, explicando mediante ellos, el comportamiento a esperar de la variable hidrológica.
Si una variable hidrológica *x* se obtiene por medio de una muestra de una población, el procedimiento común en estadística, es primero seleccionar la función de distribución que mejor ajuste. Esta selección se hace mediante la experiencia adquirida en el tratamiento de la misma variable, en otros lugares o situaciones conocidas (caudales de los ríos, lluvias en un lugar) o también por consideraciones físicas (régimen hidrológico, condiciones meteorológicas) o simplemente por ensayo y error. Actualmente, esto es posible con el uso de la computación y los programas existentes que permiten hacerlo con facilidad y rapidez .
El segundo paso, es estimar los parámetros de esa distribución por métodos de ajuste ya vistos para finalmente calcular los límites de confianza y realizar las pruebas de bondad de ese ajuste.

Tabla 4.20 Resumen de las Funciones de Distribución de Probabilidad más usadas en Hidrología

Tipo de Distribución	**Utilización**	**Observaciones**
Binomial	Variables discretas	Eventos si – no
Poisson	Variables discretas	Si la probabilidad es pequeña y el número de eventos N, grande
Normal (Gauss)	Variable continua	Records extensos de lluvia y caudales medios de largos intervalos (1 año, 2 años, 5 años, 10 años)
Log-Normal de 2 parámetros y de 3 parámetros (Galton)	Variable continua	Precipitación, caudales anuales. Series de duración parcial.
Gamma de 2 parámetros	Variable continua	Frecuencia de caudales y lluvias. Generación de hidrogramas sintéticos.
Tipo I (Gumbel)	Valores extremos	Valores extremos de caudales
Tipo II (Frechet)	Valores extremos, límite inferior cero	Log-Gumbel en un caso especial de tipo II.
Tipo III (Weibull)	Existe un límite superior (E)	Valores mínimos de caudales o lluvias.
General de Valores Extremos (GEV)	Incluye los Tipo I, II y III	Determinación del tipo de distribución mas conveniente.
Wakeby	Es de uso general	Explica el "Efecto de Separación"
Exponencial	Semilogarítmica	Series de duración parcial
Log-Pearson III	Variable continua	Caudales y lluvias máximas anuales.

4.6 AJUSTE DE LA DISTRIBUCIÓN. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Después que los datos han sido ordenados y depurados el principal objetivo de la inferencia estadística es la estimación de los parámetros de la función de distribución de probabilidad. Cuanto más confiable sea la estimación de los parámetros en la muestra, mejor y más confiable será la información que se puede extraer del análisis estadístico. Si los datos son buenos a mayor número de ellos más cercano se estará de la verdadera distribución.

Los métodos de ajuste son de dos clases: analíticos y gráficos. El cálculo analítico con resultado analítico-gráfico es incluido en los software actuales. En general el cálculo de parámetros para ajuste de la curva de distribución se hace por tres métodos analíticos: el método de los momentos; el método de mínimos cuadrados y método de máxima verosimilitud

Métodos Analíticos

Los métodos descritos a continuación, son los ajustes analíticos de un conjunto de datos a una curva de distribución de probabilidad.

Método de los Momentos (Chow et.al., 1994 ; Yevjevich, 1972)

Por este método introducido por Pearson, se establecen relaciones entre los N parámetros de la distribución seleccionada y los n primeros momentos de la muestra. Así para cada parámetro α, β, ..n tendrá una ecuación:

$$\alpha = f_1(\mu_i, \mu_{i+1}....)$$
$$\beta = f_2(\mu_j, \mu_{j+1}....)$$
$$....$$
$$N = f_N(\mu_k, \mu_{k+1}....)$$

Es decir, habrá tantas ecuaciones como parámetros. Se pueden tomar momentos centrales o momentos alrededor del origen.
Este método es teóricamente exacto, pero su exactitud se ve muy afectada por errores de los datos en las colas de la distribución donde los brazos de los momentos son largos y los errores magnificados.

Método de los mínimos cuadrados

Este es un método muy usado en hidrología, no sólo para ajustar funciones de distribución, sino también curvas de caudales en ríos (relación h/Q), ecuaciones de regresión de correlaciones entre estaciones de caudales, ajuste de curvas de intensidad – duración – frecuencia de lluvias, etc. Por este método se calcula una línea de regresión (en lo posible recta) para ajustar los datos graficados. La línea que se obtiene puede no representar exactamente la distribución teórica, pero, en general puede producir un ajuste igual o mejor que el método de los momentos.
Basado en este método Chow (1951) propuso un método general de ajuste de análisis de frecuencias hidrológicas, mediante un factor de frecuencia, descrito anteriormente.
El ajuste de una distribución se puede hacer, ya sea a una de las conocidas distribuciones de frecuencia de probabilidad o a cualquier otra curva empírica que la observación del gráfico de los valores de la variable pueda sugerir. En el caso de una función:

$$y = f(x;\alpha,\beta,\gamma...)$$

Los datos deben ser ajustados mediante la mejor estimación de los parámetros α, β, γ.El método minimiza la suma de los desvios al cuadrado de los valores observados y los calculados, así:

$$S = \sum_{1}^{N}(y_i - y)^2 = \sum_{1}^{N}[y_i - f(x_i;\alpha,\beta,...,\gamma)]^2 \qquad (4.106)$$

Donde: x_i e y_i son las coordenadas de los datos observados y N el número de datos (tamaño de la muestra). La línea dada por la función $f(x, \alpha, \beta, \gamma ...)$ debe también ser minimizada y por lo tanto, todas las primeras derivadas parciales con respecto a α, β , γ deben ser cero:
Por lo tanto:

$$\frac{\partial\sum_{i=1}^{N}(y_i - y)^2}{\partial\alpha} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial\sum_{i=1}^{N}(y_i - y)^2}{\partial\beta} = 0 \quad ; \quad ... \qquad (4.107)$$

De estas derivadas se obtienen n ecuaciones para encontrar n parámetros. Como, en general se trata de ajustar a una recta de la forma:

$$y = \alpha \cdot x + \beta$$

O en forma logarítmica, si es el caso, los parámetros α y β se encuentran como:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i\, y_i - N \cdot \bar{x} \cdot \bar{y}}{\sum_{i=1}^{N} x_i^2 - N \cdot \bar{x}^2} \qquad (4.108)$$

$$\beta = \bar{y} - \alpha\bar{x} \qquad (4.109)$$

Para el caso de una ecuación cuadrática de la forma:

$$y = \alpha + \beta \cdot x + \gamma \cdot x^2$$

Se plantean tres ecuaciones para determinar los tres parámetros a, b, c:

$$\sum_{i=1}^{N} y_i = \alpha \cdot N + \beta \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i + \gamma \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^2 \qquad (4.110)$$

$$\sum_{i=1}^{N} x_i \cdot y_i = \alpha \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i + \beta \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^2 + \gamma \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^3 \qquad (4.111)$$

$$\sum_{i=1}^{N} x_i^2 \cdot y_i = \alpha \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^2 + \beta \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^3 + \gamma \cdot \sum_{i=1}^{N} x_i^4 \qquad (4.112)$$

Para poder aplicar eficientemente mínimos cuadrados, se deben satisfacer tres condiciones:

- Los errores entre lo observado y lo calculado deben ser distribuidos en forma relativamente simétrica.
- Los errores son mutuamente independientes de la línea de regresión.
- La varianza a lo largo de la línea es constante.

Estas condiciones, se cumplen muy raramente en hidrología, especialmente la segunda y la tercera por lo tanto, es muy frecuente el uso de logaritmos para linearizar la ecuación de mejor ajuste.

Método de Máxima Verosimilitud

Por este método(Chow, et.al., 1994 ;Yevjevich, 1972) se determinan los valores de los parámetros en forma de obtener la función de verosimilitud. Si se tiene una función de densidad de probabilidad f(x; α; β ...) de una variable continua *x* con los parámetros α, β... a ser estimados, el producto infinito o función de verosimilitud de una muestra de *N* valores de una variable continua *x* es:

$$L = \prod_{i=1}^{N} f(x_i; \alpha, \beta...) \tag{4.113}$$

Si la variable es discreta y la función de probabilidad acumulada es: P_i (x; α, β) la función de verosimilitud es el producto:

$$L_1 = \prod_{i=1}^{N} P_i(x_i; \alpha, \beta) \tag{4.114}$$

Como uno alcanza su máximo valor, para ciertos valores de α, β,..., se aplican logaritmos; luego la ecuación es:

$$Ln(L) = \ln \prod_{i=1}^{N} f(x_i; \alpha, \beta..) = \sum_{i=1}^{N} \ln\left(f(x_i; \alpha, \beta,...)\right) \tag{4.115}$$

De sus derivadas parciales en α, β,...igualadas a cero, se obtienen las funciones de máxima verosimilitud que serán tantas ecuaciones como parámetros a determinar:

$$\frac{\partial ln(L)}{\partial \alpha} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial ln(L)}{\partial \beta} = 0 \quad ; \ ... \tag{4.116}$$

El método da mejores resultados para muestras grandes En este caso, provee la mejor estimación de los parámetros, aunque su aplicación práctica resulta la más compleja que otros métodos.

Métodos Gráficos

El poner directamente los datos a un gráfico preestablecido es una forma práctica muy corriente en diseño hidrológico. Se grafica una variable en las ordenadas y la frecuencia o tiempo de retorno en las abscisas. Esto es lo que se llama posiciones de graficación ("plotting positions").
La selección de escalas de graficación para distribuciones de frecuencia, con los programas de computación actuales, resultan bastante triviales; no obstante, existen ciertos criterios que se pueden tomar como indicativos de la curva de mejor ajuste. Lo deseable es obtener gráficos que se ajusten lo más posible a una recta para facilitar su interpretación y extrapolación.

Con el fin de unificar criterios, se acostumbra poner tiempos, probabilidad o tiempo de retorno en el eje *x* y caudales, volúmenes, alturas o el valor del evento en el eje *y*. Las series anuales de valores extremos se grafican bien con escala natural. En caso de rangos muy grandes de caudales se puede usar escala logarítmica para caudales. Las series de duración parcial se ajustan bien en escala logarítmica para caudales (eje y) y normal para frecuencias (eje x).
En resumen, es importante destacar que la distribución Gumbell de valores extremos no da resultados satisfactorios para series de duración parcial de crecientes y de lluvias. Las series de duración parcial de lluvias ajustan, generalmente bien en escalas logarítmicas doble (lluvias vs tiempo de retorno) o log-normal. En cambio las series parciales de caudales máximos, ajustan bien con escalas log-normal (caudal en eje y a escala logarítmica de frecuencia en el eje o escala normal de probabilidad en el eje x).
En el análisis de caudales de crecientes, se debe tener especial cuidado en analizar separadamente las crecientes causadas por diversos factores meteorológicos o geológicos. Así, por ejemplo, en un río se pueden tener crecientes producidas por fusión nival estacional (primavera – verano) en las cuencas altas y otras producidas por lluvias intensas en cuencas medias y bajas. El criterio del hidrólogo y el conocimiento de las condiciones climáticas de la cuenca, resulta fundamental para no mezclar muestras que en realidad provienen de poblaciones diferentes.
Igualmente, se dan casos de ríos afectados, eventualmente, por descargas súbitas de roturas de diques glaciarios ó derrumbes. Estas situaciones, de carácter geológico, se deben considerar y tratar separadamente (normalmente en forma no estadística), pues sus valores, generalmente importantes, pueden deformar la distribución estadística de valores normales.
Los conceptos analíticos referentes a las ecuaciones de distribución y el criterio práctico, del conocimiento hidrológico se deben aplicar para realizar la selección del papel de graficación a usar.
Graficados los puntos, se trata de trazar la recta de mejor ajuste. Esta recta, se puede trazar gráficamente (ajuste visual) o encontrar sus parámetros por alguno de los métodos analíticos descritos. La lectura directa de los valores *y/x* en la recta de mejor ajuste (o su prolongación) dará los resultados buscados**.**

En la Tabla 4.21 se presentan las representaciones gráficas más comunes y los ejes coordenados. Cuando existe una fuerte asimetría, es preferible trabajar con logaritmos en el eje de la variable.

Tabla 4.21 Selección de ejes en las representaciones gráficas mas comunes.

Gráfico	**Ordenada**	**Abscisa**	**Distribución**
Normal	Aritmética	Probabilidad	Normal
Log-normal	Logarítmica	Probabilidad	Log-normal por 2 parámetros
Gumbel	Aritmética	Probabilidad de Gumbel	Gumbel
Log Gumbel	Logarítmica	Probabilidad de Gumbel	Log-Gumbel
Semilog	Logarítmica	Aritmética	Exponencial
Log Pearson III	Logarítmica	Probabilidad de Pearson III	Log Pearson III
Log-log	Logarítmica	Logarítmica	Doble exponencial

4.7 TEST DE BONDAD DE AJUSTE

Una curva de frecuencia desarrollada a través de una muestra de datos, se supone que es la mejor estimación de la curva de frecuencia de la población.

La aplicación de los test de bondad de ajuste a determinadas distribuciones, puede ayudar a seleccionar aquella que mejor represente a la distribución de frecuencia de la población. Si bien, se han mencionado criterios generales, obtenidos de la experiencia hidrológica para seleccionar una determinada distribución de frecuencia, no existen verdaderos acuerdos en este sentido y lo cierto es, como lo establece el USWRC (1982), "ninguna distribución es la mejor para todos los criterios, luego el juicio del hidrólogo resulta fundamental".
La experiencia establece que los valores pueden cambiar, no sólo por el hecho de tener más datos sino en función de variaciones climáticas, concepto éste hoy aceptado. En este estudio, el análisis regional (Capítulo 5) puede ayudar a un mejor conocimiento hidrológico de una región que se considere homogénea.
Existen diferentes pruebas de bondad de ajuste, en este libro se tratan la Ji-cuadrado (χ^2) y el Kolmogorov-Smirnov (K-S). Algo importante en estos tests (χ^2 y K-S) es que se usan para determinar si hay evidencias para aceptar o rechazar la hipótesis hechas para seleccionar determinadas distribuciones, pero no indican en forma absoluta, cual es mejor.

Test de Ji-cuadrado (χ^2)

Este tema se puede ver en detalle en los libros de estadística o software especificados en la bibliografía. Este método se usa tanto para verificar distribuciones de probabilidad, ya sean distribuciones continuas con grupos de datos expresados como frecuencia absolutas de intervalos de clase o como frecuencias absolutas en distribuciones discretas. Es un método paramétrico que se evalúa mediante la expresión:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\left(f_i - n \cdot p_i \right)^2}{n \cdot p_i} \right) \qquad (4.117)$$

En esta ecuación n es el número de intervalos de clase para variables discretas o el número de eventos para variables continuas, f_i son las frecuencias absolutas observadas de cada evento (o de cada intervalo de clase) y p_i es la probabilidad de los eventos (o de los intervalos) calculados con la ecuación a verificar p(x, α, β, γ...).
Resulta más sencillo visualizar la aplicación de χ^2 en el caso de una curva de aforo ajustada con dos ecuaciones empíricas diferentes (Ejemplo 4.18).
En este test se debe conocer la distribución empírica o las curvas empíricas y suponer dos o más distribuciones (o curvas), para luego verificar sus resultados con el método, a fin de comprobar cual da el menor.

Ejemplo 4.18

Verificar la bondad de ajuste por el método de χ^2 para la curva H/Q del Río Mendoza en Guido, calculada con dos ecuaciones.
En este caso el método se aplica de la siguiente manera: $\chi^2 = \sum ((o-c)^2/c)$
Siendo o, los valores observados y c los calculados y en el caso de las curvas de aforo
Q_0 es caudal medido es o
c_1 es Q_1 , caudal calculado con la ecuación 4.118.
c_2 es Q_2 , caudal calculado con la ecuación 4.119.

$$Q_1 = 29.779 - 106.282 \cdot h + 97.138 \cdot h^2 \quad (4.118)$$

$$Q_2 = 77.559 - 188.67 \cdot h + 128.78 \cdot h^2 \quad (4.119)$$

Tabla 4.22 Calculo de bondad de ajuste para dos curvas de aforo.

N	*H (m)*	*Q_0 (m^3/s)*	*Q_1 (m^3/s)*	*Q_2 (m^3/s)*	χ_1^2	χ_2^2
1	*0.90*	*13.06*	*12.80*	*12.06*	*0.005*	*0.083*
2	*0.95*	*16.50*	*16.24*	*14.21*	*0.004*	*0.37*
3	*1.00*	*21.00*	*20.63*	*17.66*	*0.007*	*0.63*
4	*1.15*	*36.50*	*35.77*	*30.56*	*0.015*	*1.15*
5	*1.20*	*41.30*	*42.11*	*36.60*	*0.015*	*0.60*
6	*1.50*	*100.60*	*88.91*	*84.30*	*1.537*	*3.15*
7	*1.82*	*158.50*	*157.87*	*160.44*	*0.002*	*0.02*
8	*1.95*	*210.20*	*191.65*	*199.01*	*1.79*	*0.63*
9	*2.20*	*286.30*	*266.10*	*285.78*	*1.53*	*0.00*
10	*2.25*	*300.00*	*282.15*	*304.67*	*1.13*	*0.07*
					6.035	*6.703*

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{(Q_o - Q_c)^2}{Q_c} \right)$$

Donde: Q_o es el caudal observado con molinete (figura 3.7)
Q_1, Q_2 son los caudales calculados Q_c con ecuaciones 4.118 y 4.119, respectivamente

La ecuación 4.118 es ligeramente mejor que la 4.119, ya que presenta menor valor de χ^2.

Test de Kolmogorov-Smirnov (K-S)

El método Kolmogorov-Smirnov (K-S) **(**Cacik et al., 1991**)** se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada.
En este método se determina la máxima desviación entre la posición de graficación experimental (Px_i) la distribución acumulada teórica (F(x)). Si se tiene una muestra de n datos x_1, x_2, x_3....x_n en orden ascendente o descendente y sus posiciones de graficación dadas por $P(x_i)$ = m/n+1, se obtiene el gráfico de una preseleccionada distribución empírica. Luego, F(x) el verdadero valor de la distribución teórica la máxima diferencia se define como:

$$D_o = max\left[F(x) - P(x_i)\right] \quad (4.120)$$

Donde D_o, es el valor de la máxima desviación entre la curva experimental y la teórica. En algunos casos, este valor puede corresponder a la cola de la distribución donde el ajuste no es tan necesario.

4.8 DATOS ATÍPICOS (OUTLIERS)

Al analizar los datos de un evento (lluvias, caudales) para realizar curvas de frecuencia y graficar los datos, es frecuente encontrar puntos que se separan en forma más o menos sensible de la línea media de frecuencias. Estos datos pueden ser altos o bajos o ambos, consecuentemente, su inclusión sin un análisis previo puede llevar a una curva de frecuencias distorsionada con relación a la que la muestra podría indicar. El USWRC (1982) define outlier como "Evento extremo o dato puntual que se separan de la tendencia general de la muestra".
En realidad, el análisis es primeramente subjetivo, un análisis de consistencia de los datos resulta útil, por lo menos para separar datos dudosos provenientes de errores de medición. Una investigación, por ejemplo de un invierno con fuerte acumulación de nieve, seguido de altas temperaturas en primavera y verano, puede ser una causa natural, que aclare el concepto del dato registrado o lluvias antecedentes que hayan saturado el suelo, seguido de fuertes lluvias que producen altos caudales en un río de régimen pluvial o pluvionival.
Los datos dudosos altos pueden también deberse a factores naturales no meteorológicos como lo son la rotura de diques glaciarios o diques formados por derrumbes de tipo geológico que luego se rompen. Estos casos, generalmente, se detecta una secuencia de caudales anormalmente bajos, durante los días anteriores al caudal alto, como consecuencia de la retención en el lago formado y la subsecuente onda al romperse el dique natural. Estos valores atípicos no se pueden considerar como pertenecientes a la misma muestra.
El USWR Council (1982) establece un método para detectar datos dudosos altos y bajos, respectivamente; ecuaciones 4.121 y 4.122.

$$y_a = \bar{y} + k_o \cdot \sigma_y \qquad (4.121)$$

$$y_b = \bar{y} - k_o \cdot \sigma_y \qquad (4.122)$$

Donde $\bar{y}$, es el promedio de los logaritmos de la muestra, incluyendo los dudosos (logaritmos decimales), σ_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra y k_o se obtiene de la Tabla 4.23.

Tabla 4.23 Parámetros del test de datos dudosos para 10% de nivel de significancia para distribución normal

Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o
10	2.036	45	2.727	80	2.940	115	3.064
11	2.088	46	2.736	81	2.945	116	3.067
12	2.134	47	2.744	82	2.949	117	3.070
13	2.165	48	2.753	83	2.953	118	3.073
14	2.213	49	2.760	84	2.957	119	3.075
15	2.247	50	2.768	85	2.961	120	3.078
16	2.279	51	2.775	86	2.966	121	3.081
17	2.309	52	2.783	87	2.970	122	3.083
18	2.335	53	2.790	88	2.973	123	3.086
19	2.361	54	2.798	89	2.977	124	3.089
20	2.385	55	2.804	90	2.981	125	3.092
21	2.408	56	2.811	91	2.984	126	3.095
22	2.429	57	2.818	92	2.989	127	3.097
23	2.448	58	2.824	93	2.993	128	3.100
24	2.467	59	2.831	94	2.996	129	3.102

Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o	Tamaño de la muestra, n	k_o
25	2.487	60	2.837	95	3.000	130	3.104
26	2.502	61	2.842	96	3.003	131	3.107
27	2.510	62	2.849	97	3.006	132	3.109
28	2.534	63	2.854	98	3.011	133	3.112
29	2.549	64	2.860	99	3.014	134	3.114
30	2.563	65	2.866	100	3.017	135	3.116
31	2.577	66	2.871	101	3.021	136	3.119
32	2.591	67	2.877	102	3.024	137	3.122
33	2.604	68	2.883	103	3.027	138	3.124
34	2.616	69	2.888	104	3.030	139	3.126
35	2.628	70	2.893	105	3.033	140	3.129
36	2.639	71	2.897	106	3.037	141	3.131
37	2.650	72	2.903	107	3.040	142	3.133
38	2.661	73	2.908	108	3.043	143	3.135
39	2.671	74	2.912	109	3.046	144	3.138
40	2.682	75	2.917	110	3.049	145	3.140
41	2.692	76	2.922	111	3.052	146	3.142
41	2.700	77	2.927	112	3.055	147	3.144
43	2.710	78	2.931	113	3.058	148	3.146
44	2.720	79	2.935	114	3.061	149	3.148

Ejemplo 4.19

Para el río Mendoza en Guido, realizar un test de datos dudosos con: $\overline{y}$ = 2.21651 y σ_y = 0.17725

De la tabla 4.23 para una maestra de 20 años se tiene:

K_o = 2.385

Luego:

$$y_a = \overline{y} + k_o \cdot \sigma_y = 2.21651 + (2.385) \cdot (0.1773) = 2.6393$$

El caudal es: y_a = 435 m^3/s

$$y_b = \overline{y} - k_o \cdot \sigma_y = 2.2165 - (2.385) \cdot (0.1773) = 1.7938$$

El caudal es: y_b = 62.19 m^3/s

De acuerdo a los valores de x de la tabla.4.19, todos los datos están dentro de los límites de y_a e y_b.No existen datos dudosos, ni altos, ni bajos. Si hubieran datos dudosos, se eliminan y se repite el test sin ellos.

4.9 ANÁLISIS DE FRECUENCIA CON POBLACIONES DIVERSAS.

Las crecidas de ciertos ríos son formadas por diferentes tipos de eventos que son a veces de distinto origen. Un caso frecuente pueden ser crecientes de tipo nival, a las que se superponen crecientes pluviales. En este caso el análisis se puede realizar superponiendo el factor de fusión nival, generalmente en las cuencas altas, al de lluvias en las cuencas medias y bajas. Cuando ambos componentes son producidos por fenómenos meteorológicos (fusión nival y tormentas de lluvia), los datos medidos (si existen) integran ambas poblaciones y en general, la separación de eventos se hace en función de la época de fusión nival y la de lluvias, es decir, separación por estaciones del año (separación por calendario).
En ríos de régimen nival y pluvionival y cuencas grandes, la propia cuenca integra todo y los datos pueden ser tratados, como una serie proveniente de una población. Hay casos que esto no es posible, como por ejemplo ríos de regimen nival con largas crecientes de primavera – verano (de fusión nival) y picos de lluvias torrenciales montados sobre el hidrograma de fusión nival. En este caso, se aconseja tratar ambos componentes por separado.
Existen casos más complicados cuando, se agregan crecientes producidas por fenómenos no meteorológicos, como por ejemplo, rotura de diques glaciarios o de derrumbes que producen una acumulación temporaria que genera una onda de crecida, al romper el dique natural. En este caso se aconseja tratar el problema como determinístico, con aplicación de un modelo de rotura de presa (por ejemplo) independiente del análisis de frecuencia de las crecientes normales de causas meteorológicas (ver en el CD modelo DAMBRK)

Combinación de curvas de frecuencia

En este tipo de análisis (HEC, 1982) se pueden tener dos casos: análisis de frecuencia de poblaciones mezcladas y análisis de frecuencia de poblaciones combinadas. Cuando la curva de frecuencia resultante se deriva de dos o más curvas de frecuencia obtenidas separadamente el resultado se refiere a una curva de frecuencia combinada. Cuando el resultado de la curva de frecuencia se ha derivado directamente de series de valores no segregados por afecto de factores causales se refiere a una curva de frecuencia de poblaciones mezcladas.
El procedimiento de curva de frecuencia combinada debe ser considerado cuando, de un análisis previo proveniente de poblaciones mezcladas (ejemplo: crecientes pluviales y crecientes por fusión nival), se ha obtenido una sóla curva de frecuencia que presenta quiebres muy marcados o coeficientes de asimetría elevados. En general, coeficientes de asimetría mayores de 0.7 o menores de -0.4 indican la posible existencia de una población mezclada.
En el análisis hidrológico de series de caudales en ríos que son afectados por diversos fenómenos meteorológicos, es frecuente encontrar valores que se separan de la tendencia general, sin que puedan ser considerados como “outliers”, sino que se puede identificar la causa. Por ejemplo, en lluvias intensas en partes medias o bajas de una cuenca que en su parte alta es predominantemente de régimen nival y sus caudales principales son originados por fusión nival. En casos como éste, un análisis de “poblaciones combinadas” frecuentemente mejora los resultados; no obstante, es importante evaluar que grado de “mejora” se puede realmente obtener para justificar el esfuerzo adicional necesario.
La principal motivación detrás del cálculo de “poblaciones combinadas” es obtener una curva con mejor ajuste que la obtenida de “poblaciones mezcladas”.

Selección de Datos

El primer paso es obtener todos los datos a analizar, como si se tratara de una sóla población y realizar un estudio de frecuencia de acuerdo a lo especificado anteriormente. Este primer estudio, es entonces un análisis de frecuencia de poblaciones mezcladas.

El paso siguiente, para realizar el análisis de frecuencia de poblaciones combinadas, es la identificación de los factores causales que producen la presunta "anomalía" (como: lluvia intensas en una subcuenca perteneciente a una cuenca de régimen nival).

Identificación del mayor evento anual de ambas poblaciones. Por ejemplo, resulta posible identificar crecientes nivales sin días de lluvias de crecientes que mezclen ambas causas. Obviamente esto involucra un análisis de condiciones históricas climáticas y meteorológicas, que identifiquen la presencia de ambos eventos. Existen casos donde esta separación es más evidente, ya que ambos fenómenos ocurren en estaciones climáticas diferentes como el río Limay en Argentina, tiene dos picos de crecientes bien diferenciadas. En Mayo-Junio y Julio son crecientes producidas por lluvias invernales de laminas altas, de gran extensión y duración en las cuencas medias y bajas, sin aporte de fusión nival de las cuencas altas. Se pueden dar nevadas e inmediata fusión en cuencas medias que se pueden considerar como lámina adicional de lluvia. Todo eso es una población.

En septiembre y octubre hay otras crecientes de fusión nival de las cuencas altas, esa es otra población. Se pueden tomar mezcladas o en forma independiente (ver CD).

El caso del río Mendoza, Argentina, es más difícil de separar porque la fusión nival y las lluvias intensas se producen en la misma estación verano (Diciembre, Enero y Febrero). En este caso conviene segregar los datos, haciendo un análisis separado de las lluvias convectivas de verano; un análisis de frecuencia de crecientes nivales (de larga duración) y un análisis determinístico (con modelación matemática) de las crecientes torrenciales, sumando luego ambos efectos.

Combinación de Curvas de Frecuencia

En el caso(HEC, 1982) de combinar dos curvas de frecuencia desarrolladas en forma independiente la ecuación general para combinar curvas múltiples de frecuencia es:

$$P_c = 1-(1-P_1)\cdot(1-P_2)\cdot\ldots\cdot(1-P_n) = = 1-\prod_{i=1}^{n}(1-P_i) \qquad (4.123)$$

Donde: P_c es la probabilidad de excedencia de la curva de frecuencia de la población combinada para una determinada descarga.

P_1 – P_2 .....P_n son las probabilidades de excedencia asociadas con una determinada descarga obtenida de las curvas 1, 2, n.

n = número de curvas de frecuencia a combinar

$\prod_{i=1}^{n}$ es el producto infinito.

En caso de trabajar sólo con dos curvas, la ecuación 4.123, se reduce a:

$$P_c = P_1 + P_2 - P_1 \cdot P_2 \qquad (4.124)$$

Estas ecuaciones son validas cuando cada curva de frecuencia usada para desarrollar la curva combinada se supone que son independientes.

La ecuación fundamental de probabilidad combinada de dos probabilidades independientes es:

$$P_c = P_1 \cdot P_2 \tag{4.125}$$

Sin embargo, esta ecuación representa, la probabilidad de que ambas P_1 y P_2 ocurrirán. En el caso que se tengan dos curvas de frecuencia, la pregunta es: cuando uno u otro evento ocurrirán. La probabilidad de ocurrencia de uno u otro evento es equivalente a:

- Probabilidad de que ambos no ocurran. Probabilidad de no ocurrencia para P_1 y P_2, son respectivamente:

  $$(1 - P_1) \quad ; \quad (1 - P_2)$$

  Luego la probabilidad combinada de no ocurrencia es:

  $$(1 - P_1) \cdot (1 - P_2)$$

- La probabilidad de que cualquiera de los dos ocurra es:

$$1 - (1 - P_1) \cdot (1 - P_2)$$

Finalmente:

$$\begin{aligned} P_c &= 1 - (1 - P_1) \,.\, (1 - P_2) \\ P_c &= 1 - (1 - P_1 - P_2 + P_1 \,.\, P_2) \\ P_c &= 1 - 1 + P_1 + P_2 - P_1 \,.\, P_2 \\ P_c &= P_1 + P_2 - P_1 \,.\, P_2 \end{aligned} \tag{4.126}$$

5

Análisis de Correlación y Análisis Regionales

Los análisis de correlación con el objeto de transferir información entre dos puntos de una cuenca hidrográfica, donde la misma variable ha sido registrada, o entre varias variables observadas simultáneamente constituyen una práctica hidrológica de uso frecuente.
Igualmente esta práctica se utiliza para completar datos perdidos en series hidrológicas o para la predicción de los valores de una variable en función de otros parámetros o variables medidos u observados.
Los análisis hidrológicos se hacen mas robustos cuando es posible realizar, para cuencas semejantes, estudios regionales que permiten una mas adecuada generalización de los resultados.

5.1 CORRELACIONES SIMPLES Y MÚLTIPLES

Es una antigua práctica usada en hidrología y consiste en el proceso de establecer la asociación entre dos o más variables al azar, donde la variación de una de ellas explica (en parte) la variación de la otra. Si existen solamente dos variables (x , y) es una correlación simple, si hay varias variables independientes (x_1, x_2, ...x_n) es una correlación múltiple.
Ejemplos típicos de correlación simple en hidrología son la asociación entre los datos de caudales medidos de dos estaciones de aforo de un mismo río para completar datos faltantes, o la asociación entre caudales de dos ríos de una región hidrológicamente homogénea.
Para el caso de correlación múltiple, un ejemplo típico en hidrología es correlacionar las descargas medias mensuales de un río con precipitación y parámetros geomorfológicos de la cuenca. Si dos o más variables, que representan una serie de valores (y_1, y_2.....y_n) (x_1, x_2,.....x_n), y en un gráfico se observan como una serie de puntos que se concentran alrededor de una línea imaginaria (recta o curva), entonces existe una distribución de valores y, para cada valor de x (Figura 5.1).

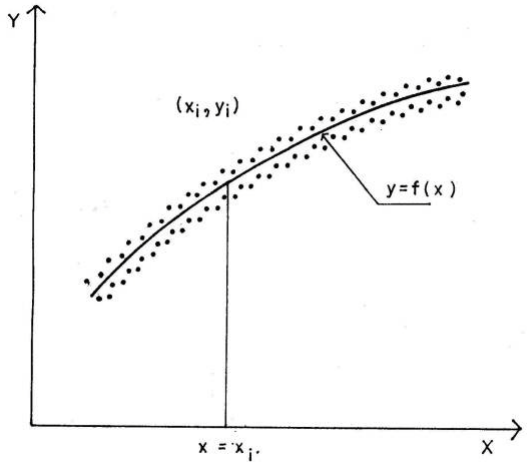


Figura 5.1 Correlación simple entre las variables x, y

Regresión

Una curva ajustada a todos los valores medios de y para determinados valores de x, se le llama la línea de regresión de y versus x. Por otra parte una curva ajustada a los valores medios de x para determinados valores y , es la línea de regresión de x versus y. Estas dos líneas no coinciden y sus ecuaciones tienen diferentes parámetros. La ecuación que define esa línea, y = f(x) ó x = f(y), es la ecuación de regresión. Generalmente, una variable se considera dependiente "y"; y la otra o las otras "x", son consideradas independientes $y = f(x_1, x_2.....x_n)$.

Encontrada una correlación entre variables, esta es mejor cuanto menor dispersión tengan los puntos alrededor de la línea de regresión.

Coeficiente de correlación

El coeficiente de correlación es la forma más frecuente de expresar el grado de asociación entre dos variables:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left((x_i - \bar{x})\cdot(y_i - \bar{y})\right)}{N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y} = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i . y_i - N . \bar{x} . \bar{y}}{N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y} \qquad (5.1)$$

Donde N es el número de pares de observaciones (x_i, y_i); $\bar{x}, \bar{y}, \sigma_x, \sigma_y$, valores promedios y desviaciones estándar de los valores observados de x e y, respectivamente. (capitulo 4)

De igual forma, una medida de asociación de varias variables una dependiente y otras independientes se expresa como el "coeficiente de correlación múltiple" e indica, el grado de diferencias entre los valores observados y los estimados.

El valor del coeficiente de correlación, r, oscila de +1 a –1; cuando r es positiva indica correlación directa (a un aumento de x, corresponde un aumento de y) y si es negativo es correlación inversa.

Frecuentemente, se usa, el valor de r^2, llamado "coeficiente de determinación". Es una medida de la diferencia entre la varianza (σ^2) de los valores observados y la varianza de los valores estimados por la línea de regresión. A mayor valor de r^2, menor es esa diferencia (mejor es la

regresión). Así si r = 0.8; r^2 = 0.64. Este valor indica que 64 por ciento de la varianza, está explicada por la regresión.

El cálculo de correlación y regresión incluye los siguientes pasos:

- Seleccionar una posible función de correlación, simple o múltiple, lineal o no lineal.
- Estimar los parámetros estadísticos que miden el grado de correlación (r^2).
- Estimar los parámetros de la ecuación de regresión.
- Control de significancia -trazado de límites de confianza alrededor de la línea de regresión- (Capítulo 4).

Correlación falsa

El criterio hidrológico debe prevalecer antes de pretender hacer correlaciones absurdas; se debe considerar este análisis en zonas hidrológica o meteorológicamente homogéneas, ya que se pueden obtener correlaciones aparentes. Igualmente, en el caso de correlaciones múltiples, se debe tener en cuenta el número de variables para evitar la correlación falsa, la cual se presenta cuando el número de variables es igual al de observaciones. En este marco, se deben tener en cuenta el grado de libertad (GL) que es la diferencia entre el número de observaciones (N) y el número de variables (NV):

$$GL = N - NV \tag{5.2}$$

Si el grado de libertad es igual a cero se tiene una correlación falsa. Resulta importante en este contexto preseleccionar con sentido hidrológico las variables. En una correlación múltiple de 5 o más variables, es aconsejable ir descartando aquellas que no acusan valores significativos para explicar la asociación (coeficientes de correlación parciales).

Cálculo de la ecuación de regresión

En correlaciones simples, el ajuste a una línea , es una suerte de aplicación de conceptos matemáticos (como el uso de funciones semilogarítmicas o doble logarítmicas). En correlaciones múltiples eso no resulta tan directo, pero el uso de programas estadísticos facilita esta tarea. En la Tabla 5.1 se muestran ejemplos de ecuaciones usadas en correlaciones simples. (Yevjevich, 1972)

Tabla 5.1 Ecuaciones de linearización de funciones)

FUNCIÓN	COORDENADAS		ECUACIÓN LINEAL
	Abscisa	Ordenada	
$y = a + bx$	x	y	[y] = a + b [x]
$y = be^{ax}$	x	log y	[log y] = log b + (a log e) [x]
$y = ax^b$	log x	log y	[log y] = log a + b [log x]
$y = ao + a1x + a2\ X^2$	x – xo	$\frac{y-yo}{x-xo}$	$\left[\frac{y-yo}{x-xo}\right] = a1 + 2a1xo + a2\left[(x-xo)\right]$
$y = a + b/x$	1/x	y	[y] = a + b [1/x]
$y = x/(a + bx)$	x	x/y	[x/y] = a + b [x]
$y = a/(b + cx)$	x	1/y	[1/y] = (b/a) + (c/a) [x]
$y = c + be^{ax}$	x	$\log\frac{\Delta y}{\Delta x}$	$\left[\log\frac{dy}{dx}\right] = \log(ab) + (a\log e)[x]$
$y = c + ax^b$	logx	$\log\frac{\Delta y}{\Delta x}$	$\left[\log\frac{dy}{dx}\right] = \log(ab) + (b-1)[\log x]$
$y = c + \frac{b}{x-a}$	$x\text{-}x_0$	$\frac{x-xo}{y-yo}$	$\left[\frac{x-xo}{y-yo}\right] = -\frac{a-xo}{c-yo} + \frac{1}{c-yo}[x-xo]$
$y = c + \frac{x}{a+bx}$	x	$\frac{x-xo}{y-yo}$	$\left[\frac{x-xo}{y-yo}\right] = a + bxo) + \frac{b(a+bxo)}{a}[x]$

En la referencia bibliográfica hay 4 funciones mas

Ejemplo 5.1

Calcular los caudales máximos medios diarios del río Tupungato en la estación de aforo de Punta de Vacas basado en los datos del río Mendoza en Guido, Argentina.

Tabla 5.2 Caudales máximos medios diarios en los ríos Tupungato y Mendoza (Evarsa, 1995)

Año Hidrológico	*Tupungato*	*Mendoza*	*Año Hidrológico*	*Tupungato*	*Mendoza*
1954-55	*95*	*137*	*1974-75*	*84*	*148*
1955-56	*67*	*89*	*1975-76*	*71*	*111*
1956-57	*68*	*91*	*1976-77*	*50*	*83*
1957-58	*84*	*115*	*1977-78*	*76*	*184*
1958-59	*49*	*85*	*1978-79*	*101*	*218*
1959-60	*79*	*113*	*1979-80*	*83*	*130*
1960-61	*83*	*115*	*1980-81*	*104*	*182*
1961-62	*65*	*127*	*1981-82*	*74*	*115*
1962-63	*36*	*72*	*1982-83*	*193*	*398*
1963-64	*99*	*214*	*1983-84*	*97*	*195*
1964-65	*38*	*62*	*1984-85*	*88*	*162*
1965-66	***92***	***157***	*1985-86*	*74*	*129*
1966-67	*54*	*100*	*1986-87*	*123*	*243*
1967-68	*50*	*81*	*1987-88*	*129*	*401*
1968-69	*53*	*100*	*1988-89*	*87*	*140*
1969-70	*86*	*129*	*1989-90*	*81*	*112*
1970-71	*64*	*52*	*1990-91*	*51*	*144*
1971-72	*57*	*96*	*1991-92*	*110*	*201*
1972-73	*119*	*225*	*1992-93*	*90*	*117*
1973-74	*86*	*127*	*1993-94*	*73*	*127*

Solución:

Considerando como variable dependiente al caudal en el río Tupungato (Q_T) y como variable independiente el valor correspondiente en el río Mendoza (Q_M) y mediante el uso del programa Excel (Msoft) se obtuvo la siguiente ecuación de regresión:

$$Q_T = 0.431.\ Q_M + 18.508$$

Tabla 5.3 Coeficiente de determinación

Variable Dependiente	*Variable Independiente*	*Período Considerado*	R^2
Tupungato	*Guido*	*1954/55 1993/94*	*0.904*

El caudal observado en el año de control, 1965/66, en el río Tupungato es de 92 m3/s y en el río Mendoza de 157 m^3/s El estimado con la ecuación en el río Tupungato es 86 m^3/s.

$$Q_T = 0.431\ (157) + 18.508 = 86 m^3/s$$

Ejemplo5.2

Obtener las ecuaciones de pronóstico del volumen esperado en el período octubre a marzo en el río Atuel (Mendoza) en función del volumen medido al final del invierno (septiembre) y el equivalente de agua en nieve medido a principios de octubre.

Tabla 5.4 Volúmenes del río Atuel y equivalente de agua en nieve

Observación	*Volumen Atuel (octubre-marzo) Hm^3 (1)*	*Volumen (septiembre) Hm^3 (2)*	*equivalente de agua en nieve mm (3)*
1953	*1005.3*	*59.4*	*1587*
1954	*644.8*	*63.2*	*577*
1955	*485.3*	*38.4*	*504*
1956	*501.4*	*33.7*	*505*
1957	*570.9*	*34.2*	*354*
1958	*734.6*	*54.8*	*857*
1959	*868.1*	*60.7*	*1075*
1960	*593.9*	*51.8*	*568*
1961	*812.5*	*47.2*	*1142*
1962	*493.2*	*50.4*	*531*
1963	*781.3*	*49.5*	*1091*
1964	*450.7*	*39.9*	*475*
1965	*736.4*	*62.2*	*1014*
1966	*721.1*	*54.7*	*1153*
(1967)	***578.8***	***47.8***	***576***
1968	*599.0*	*45.8*	*471*
1969	*378.8*	*39.6*	*469*
1970	*627.6*	*46.6*	*702*
1971	*1112.0*	*65.9*	*1416*
1972	*694.7*	*59.7*	*583*
1973	*747.6*	*63.4*	*969*
1974	*707.0*	*66.6*	*982*
1975	*515.9*	*49.7*	*206*
1976	*796.6*	*62.0*	*933*

Solución:

Para el cálculo se consideraron los registros de caudales de 24 años medidos en el río Atuel en la estación de aforo de La Angostura y los valores de equivalente de agua en nieve en la sección de medición de nieve de Valle Hermoso

Tomando como variable dependiente los volúmenes observados entre octubre y marzo en el río Atuel y como variables independientes el volumen observado en septiembre y el equivalente de agua en nieve, medido a principios de octubre, se calcula con el software Excel, la siguiente ecuación

Ecuación de Regresión Múltiple para los valores de volúmenes acumulados entre octubre y marzo:

$$V_{AT} = 4.1645 \cdot V_s + 0.371 \cdot E_a + 167.19 \qquad (5.3)$$

Donde: V_{AT} es el volumen esperado en el río Atuel para la temporada octubre-marzo.

V_s es el volumen escurrido durante septiembre.

E_a es el equivalente de agua en nieve en Valle Hermoso a principios de octubre.

Los parámetros estadísticos de esta correlación son:

Tabla 5.5 Parámetros estadísticos de correlación

Variables	$\overline{x}$	σ
Atuel (octubre-marzo)	*673.22*	*170.4*
Volumen (septiembre)	*51.97*	*9.85*
Equivalente de Agua	*780.83*	*344.78*

Tabla 5.6 Matriz de correlaciones

	V. Sbre.	*Eq. Agua*	*V. Atuel*
V. sbre.	*1*		
Eq. Agua	*0.6156*	*1*	
V. Atuel	*0.7028*	*0.8988*	*1*

Coeficiente de correlación corregido por grados de libertad.

$$R = 0.91; R^2 = 0.8281$$

Aplicando la ecuación 5.3 para el año 1967(Tabla 5.4) es para: Vs = 47.8 ; Ea = 576

$$V_{AT} = (4.1645)\cdot(47.8) + (0.371)\cdot(576) + 167.19 = 579.94 Hm^3$$

Tabla 5.7 Control de pronóstico de volúmenes del río Atuel 1967/68 (Hm^3)

Observado	*Oct.*	*Nov.*	*Dic.*	*Ene.*	*Feb.*	*Mar*	*Total*
	53.5	*76.2*	*130.00*	*124.00*	*109.60*	*89.80*	*578.8*
Pronóstico	*67.79*	*98.0*	*120.45*	*124.99*	*93.43*	*75.21*	*579.94*
Error	*+14.29*	*+21.8*	*-9.55*	*+0.99*	*-16.17*	*-10.40*	*+1.14*
Error en %	*+27*	*+28.6*	*-7.34*	*+0.79*	*-14.75*	*-12.12*	*+0.17*

<u>Desagregación Mensual:</u>
La desagregación mensual de la tabla 5.7, se realiza planteando también ecuaciones de correlación múltiple con los valores acumulados entre períodos con un mes menos: O sea entre octubre y febrero; octubre y enero; octubre y diciembre, octubre y noviembre y solo octubre.

Volumen octubre/ febrero V (10-2) = 0.9021(VAT) – 18.4315 = 0.9021 (579.94) – 18.4315 = 504,73

Luego el volumen de marzo es: 579.94 – 504.73 = 75.21

Volumen octubre / enero V 10-1 = -0.7198 (VAT) + 1.6158 (V10-2) + 13.992 = -0.7198 (579.94) +1.6158 (504.73) + 13.1992 = 411.30

Luego volumen de febrero = 504.73 – 411.30 = 93.43

En igual forma con análisis de correlación múltiple para los períodos que se han indicado se obtienen las ecuaciones correspondientes y los valores mensuales que se muestran en la Tabla 5.7

5.2 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES (CDC)

La curva de duración de caudales es muy usada en estudios previos de aprovechamiento de un río ya que muestra el porcentaje de tiempo en el que un cierto valor de caudal es igualado o excedido. Se usa también para la definición de caudal ecológico. Se puede construir anual, mensual, estacional o diaria dependiendo de las necesidades del proyecto. Los caudales que se usan son los promedios de todos los años del registro. La Figura 5.2 ejemplifica este tipo de curva para un análisis anual.

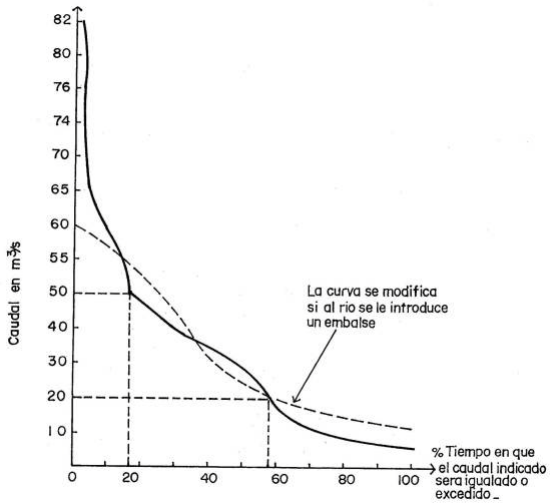


Figura 5.2 Curva anual de duración de caudales

En la Figura 5.2 se observa que el 20% del tiempo el caudal será igual o mayor de 50 m^3/s, mientras que el 60% el tiempo, el caudal será igual o mayor de 20 m^3/s.

Es interesante visualizar la forma de la curva. Esto da una idea cualitativa del comportamiento del río. Una curva que tiende a ser plana indica un río autorregulado, con baja frecuencia de caudales muy altos o bajos, contrariamente una curva con fuerte pendiente indica un río con alta frecuencia de caudales extremos (altos y bajos). Igualmente, si un río es regulado la curva de duración de caudales se modifica (se aplana).

La curva de duración de caudales se usa para definir (en estudios previos) el potencial de un río para satisfacer una demanda, por ejemplo en generación hidroeléctrica. En relación con esta última, tratándose de ríos no regulados y centrales de paso, la curva de duración de caudales de cada uno define límites de generación que tienen fuertes implicancias económicas. Así la potencia en firme es aquella que se puede generar para caudales disponibles el 90% ó 95% del tiempo, mientras que la potencia secundaria es aquella que se puede producir por encima de la potencia en firme.

La curva de duración de caudales se puede también presentar como una tabla (Ejemplo 5.3). La curva de duración de caudales no debe usarse para estudios de frecuencia de crecientes. En los anteproyectos de derivación, sin regulación, se usa como unidad el día, en los de diseño de embalses es suficiente el mes o el año.

Ejemplo 5.3

Calcular la curva de duración de caudales para el río Mendoza en Guido (Argentina), con los datos de la Tabla 5.8.

La Tabla 5.8 corresponde a una composición de los datos publicados por Evarsa (Evarsa, 1994) y los correspondientes al banco de datos del INA (Instituto Nacional del Agua – Centro Regional Andino) para el año hidrológico Julio – Junio)

Tabla 5.8 Caudales medios mensuales (1956– 1994) de río Mendoza en Guido (Argentina).

Año	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Medio Anual
56	17.3	17.7	19.0	22.1	26.8	30.9	53.7	53.9	43.2	27.9	21.7	18.2	29.3
57	17.0	15.9	16.4	18.0	31.8	67.4	78.5	55.6	38.3	23.0	18.2	15.5	32.8
58	14.9	15.0	17.7	36.6	41.3	52.1	53.4	66.5	45.4	22.9	23.5	19.6	33.8
59	17.8	18.1	23.2	26.8	38.3	64.8	93.1	76.0	45.7	26.2	20.5	17.3	38.9
60	16.1	14.8	16.8	22.0	42.4	77.5	67.3	56.5	39.5	24.2	20.1	17.3	34.5
61	17.7	18.5	15.9	28.6	61.7	95.5	77.5	69.4	46.6	28.7	23.3	19.8	42.0
62	17.1	17.7	17.4	19.9	36.1	47.7	55.5	54.6	40.0	26.5	19.4	17.3	30.8
63	16.3	15.1	16.1	19.8	20.5	108.8	143.1	83.9	48.7	32.1	25.4	20.9	46.0
64	18.8	17.9	19.5	19.9	25.3	29.3	42.8	46.0	40.4	25.9	19.5	17.6	26.8
65	15.8	14.7	18.4	31.5	61.0	64.2	110.9	76.8	51.0	35.9	25.9	21.6	43.9
66	20.1	19.5	21.5	25.9	37.4	47.5	61.5	70.5	41.7	32.3	23.3	18.4	34.9
67	16.6	15.7	16.1	17.5	22.7	48.1	58.3	61.4	41.4	24.3	19.1	16.8	29.8
68	15.5	15.0	13.9	13.4	19.4	23.3	45.8	56.3	38.6	17.9	15.5	12.7	23.7
69	11.9	11.5	13.4	14.2	29.5	94.7	80.9	71.0	45.1	31.0	22.3	17.9	36.8
70	16.3	16.4	16.9	18.1	27.2	36.2	35.0	37.2	27.2	20.9	16.7	14.3	23.3
71	14.8	15.7	17.6	22.0	40.9	49.6	68.0	54.0	34.6	24.8	20.7	18.2	31.9
72	15.7	16.0	17.5	21.6	37.8	117.5	181.2	127.6	82.6	45.8	32.0	25.6	59.9
73	20.7	19.1	20.2	23.5	45.5	61.8	96.4	75.7	50.7	33.5	23.0	20.0	40.7
74	19.3	20.7	20.4	29.5	44.3	55.4	94.8	71.0	44.1	31.1	26.1	22.2	39.7
75	18.9	17.8	19.7	19.5	26.5	58.9	79.7	48.3	35.1	22.5	18.6	17.2	31.9
76	17.4	16.5	16.8	16.8	26.8	33.5	54.7	42.3	43.5	25.6	21.4	18.4	27.6
77	17.1	18.2	26.3	43.3	63.3	127.5	102.2	75.8	48.7	31.6	23.6	21.0	49.8
78	20.5	23.1	24.5	36.4	62.3	154.0	165.2	95.6	63.1	40.5	31.0	26.2	61.7
79	22.8	24.0	23.0	38.1	38.6	62.2	111.3	79.7	68.7	49.8	37.2	30.2	48.8
80	26.3	26.5	29.8	33.2	55.2	131.6	98.8	105.3	76.3	41.5	31.9	26.6	56.7
81	23.2	22.3	22.4	25.5	40.3	59.4	91.1	77.1	42.4	31.5	24.7	22.0	39.9
82	22.0	22.7	29.2	35.2	75.2	204.4	265.9	198.4	105.8	65.3	46.8	37.5	91.9
83	34.3	31.7	29.2	49.5	77.2	154.1	151.4	128.8	77.5	51.1	39.0	35.2	71.5
84	25.3	22.0	27.1	44.4	65.6	112.6	119.1	115.7	81.4	45.1	39.1	34.2	60.7
85	33.9	30.3	27.6	28.8	58.3	85.7	101.1	89.3	57.8	35.6	32.0	28.4	50.5
86	28.3	26.9	27.6	36.2	62.1	165.1	176.0	134.3	98.1	48.4	41.3	34.7	73.2
87	36.2	35.5	34.8	51.9	140.0	225.9	204.0	139.3	101.8	68.5	46.7	43.0	94.0
88	35.0	34.7	35.5	37.3	56.7	70.9	104.6	116.4	50.1	37.5	30.0	27.2	51.9
89	23.7	22.2	25.4	33.1	73.3	78.9	89.7	76.2	43.7	26.2	19.8	22.9	44.4
90	18.6	21.6	23.6	27.1	42.7	50.7	70.8	66.1	51.0	30.7	28.2	26.4	38.0
91	25.0	24.9	31.4	31.9	46.8	80.2	144.0	110.6	91.3	51.5	44.5	27.0	59.0
92	23.2	22.8	22.7	33.1	54.2	76.5	103.3	92.3	60.6	36.6	36.7	28.8	49.0
93	25.5	25.5	27.6	31.5	44.6	70.8	108.1	71.1	56.9	32.5	26.3	23.5	45.3
94	20.6	21.9	24.8	26.3	55.3	128.7	98.3	76.8	53.2	41.6	28.2	23.9	49.9

Solución:
La muestra de la Tabla 5.8 tiene una longitud de registro de:

$$n = 39 \text{ años}$$

Para cada año hidrológico (Jul- Jun), se obtiene el promedio anual del caudal medio mensual, consignado en la última columna de la Tabla 5.8, a partir del cual se estiman las frecuencias acumuladas presentadas en la Tabla 5.9 (Se muestran sólo algunos valores característicos para ilustrar el ejemplo).

Tabla 5.9 Frecuencias acumuladas y frecuencias relativas de la serie de caudales medios mensuales (1956– 1994) del río Mendoza en Guido (Argentina).

(1)	*(2)*	*(3)*
Caudal (Q) medio anual (m^3/s)	*Frecuencia =absoluta acumulada, f*	*Frecuencia relativa . F en (%)*
94.0	*1*	*2*
68.0	*4*	*10*
59.0	*7*	*18*
52.0	*9*	*23*
48.0	*14*	*36*
42.0	*20*	*51*
39.0	*22*	*56*
35.0	*26*	*67*
32.0	*30*	*77*
28.0	*35*	*90*
23.3	*39*	*100*

La primera columna, son valores extraídos de la ultima columna de la Tabla 5.8, ordenados en forma decreciente; la segunda columna de la Tabla 5.9, es la frecuencia absoluta acumulada de caudales mayores o iguales al observado. La tercera, es la frecuencia relativa, en porcentaje, que el caudal sea igualado o excedido, calculada de la siguiente manera:

$$F = \left(\frac{f_i}{N}\right)\cdot 100 = \left(\frac{f_i}{39}\right)\cdot 100$$

Luego graficando las columnas 1 y 3 se obtiene la curva de duración para los caudales medios anules del río Mendoza Guido (Figura 5.3).

.

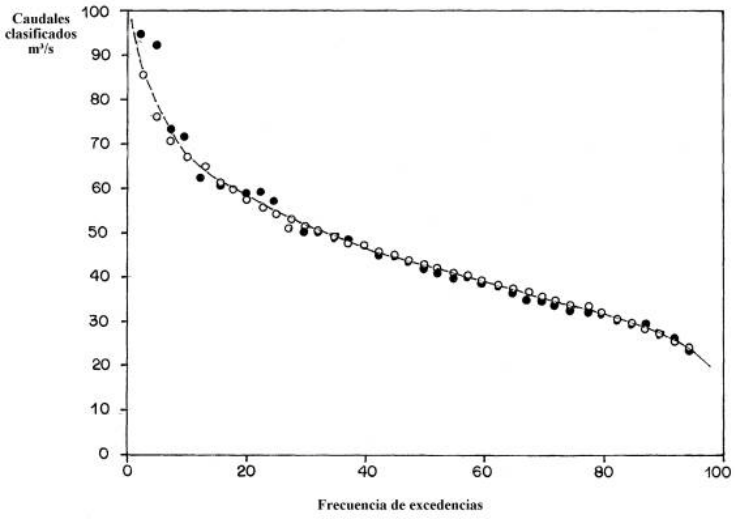


Figura 5.3 Curva anual de duración de caudales río Mendoza Guido

De la curva se observa que existe un 10% de probabilidad que el caudal medio anual sea igual o mayor de 67.7 m^3/s, y un 90% que sea igual o mayor de 28.4 m^3/s. De los datos de la Tabla 5.8 se sabe que los caudales que cumplen con estas probabilidades, es decir, los valores críticos a tener en cuenta en el diseño hidrológico, en este caso, corresponden a los caudales mínimo y máximo de la serie anual, así:

$$Q_{MIN} = 23.3\, m^3/s \quad \Rightarrow \quad \text{Año hidrológico } 70 - 71$$

$$Q_{MAX} = 94\, m^3/s \quad \Rightarrow \quad \text{Año hidrológico } 87 - 88$$

En igual forma, tomando las series de cada mes en las columnas de la Tabla 5.8 y haciendo el mismo análisis a nivel mensual, se obtiene la Tabla 5.10 de duración de caudales mensuales. Las dos últimas columnas, de la Tabla 5.10 corresponden a los valores mínimos y máximos mensuales de la serie.

Tabla 5.10 Probabilidad de caudales mensuales clasificados para el río Mendoza en Guido.

Mes	***10***	***20***	***25***	***30***	***40***	***50***	***60***	***70***	***75***	***80***	***90***	***Min.***	***Max.***
Jul.	*31.66*	*25.21*	*23.58*	*23.12*	*20.59*	*18.90*	*17.71*	*17.10*	*16.70*	*16.30*	*15.58*	*11.90*	*36.20*
Ago.	*28.94*	*24.63*	*23.03*	*22.62*	*21.87*	*19.10*	*17.92*	*16.74*	*16.10*	*15.76*	*15.00*	*11.50*	*35.50*
Set.	*29.56*	*27.60*	*26.90*	*25.28*	*23.18*	*21.50*	*19.52*	*17.62*	*17.43*	*16.83*	*16.10*	*13.40*	*35.50*
Oct.	*41.22*	*36.34*	*34.70*	*33.10*	*31.30*	*27.10*	*25.54*	*22.00*	*20.33*	*19.83*	*17.70*	*13.40*	*51.90*
Nov.	*70.22*	*61.98*	*60.33*	*56.42*	*46.66*	*42.70*	*40.36*	*37.48*	*32.88*	*27.89*	*25.78*	*19.40*	*140.00*
Dic.	*154.06*	*124.50*	*111.65*	*95.34*	*78.76*	*70.80*	*62.40*	*56.10*	*51.05*	*48.55*	*34.58*	*23.30*	*225.90*
Ene.	*171.68*	*135.90*	*111.20*	*107.40*	*100.87*	*94.80*	*81.78*	*72.14*	*67.48*	*59.26*	*53.52*	*35.00*	*265.90*
Feb.	*128.32*	*109.01*	*94.78*	*88.22*	*76.80*	*75.80*	*71.00*	*66.18*	*57.73*	*55.81*	*50.54*	*37.20*	*198.40*
Mar.	*87.82*	*74.02*	*62.48*	*57.62*	*50.97*	*48.70*	*45.13*	*43.26*	*41.88*	*40.70*	*38.42*	*27.20*	*105.80*
Abr.	*50.58*	*44.05*	*41.25*	*37.32*	*33.40*	*31.60*	*30.73*	*26.26*	*25.98*	*25.04*	*22.94*	*17.90*	*68.50*
May.	*40.42*	*35.29*	*31.98*	*30.80*	*26.28*	*24.70*	*23.30*	*21.46*	*20.55*	*19.89*	*18.80*	*15.50*	*46.80*
Jun.	*34.50*	*28.04*	*26.90*	*26.36*	*23.44*	*21.60*	*19.82*	*18.24*	*17.98*	*17.39*	*16.96*	*12.70*	*43.00*

La interpretación es la siguiente: si se toma por ejemplo enero existe un 10% de probabilidad que el caudal medio mensual de enero sea igual o mayor de: 171.68 m^3/s y un 90% de probabilidad que el caudal medio mensual de enero sea igual o mayor de: 53.52 m^3/s. El mínimo medio mensual de enero registrado en el período es de 35 m^3/s y el máximo medio mensual es de 265.90 m^3/s. Así, se realiza el análisis para cada mes.

En los estudios de disponibilidad hídrica y de manejo de embalses con fines de riego, agua potable y/o industrial y generación de energía, es útil contar con los caudales que se denominan:

- *Año de caudales de sequía decenal.*
- *Año de caudales medios.*
- *Año de caudales de abundancia decenal.*

Con este propósito, se calcularon los percentiles de los caudales medios mensuales del período 56-94, definiendo al caudal correspondiente a una probabilidad del 10% de ser superado o igualado como el del año de abundancia decenal y al de probabilidad 90% de ser superado o igualado como el del año de sequía decenal. La Tabla 5.11 muestra los resultados de esta aplicación.

Tabla 5.11 Años típicos para el río Mendoza en Guido

Meses	***Caudales de abundancia 10%***	***Caudales medios 50%***	***Caudales de sequía 90%***
Jul.	*31,08*	*20,96*	*13,05*
Ago.	*30,65*	*20,67*	*12,87*
Set.	*32,96*	*22,23*	*13,84*
Oct.	*42,20*	*28,46*	*17,72*
Nov.	*70,52*	*47,56*	*29,61*
Dic.	*125,61*	*84,72*	*52,75*
Ene.	*149,68*	*100,95*	*62,86*
Feb.	*121,78*	*82,14*	*51,14*
Mar.	*81,81*	*55,17*	*34,35*
Abr.	*51,00*	*34,40*	*21,42*
May.	*40,69*	*27,44*	*17,09*
Jun.	*34,43*	*23,22*	*14,46*
Anual	*67.7*	*45.66*	*28.43*

Las CDC son series de duración parcial, no cronológicas, por eso al no tener en cuenta los períodos del año en que se producen los caudales, significa que se puede trabajar con series no completas y como se mencionó no se debe definir en base a las CDC los requerimientos de regulación para un embalse, los que deben estar relacionados con diferentes épocas del año en un balance detallado de entradas y salidas cronológicas. Si bien, es frecuente su uso con caudales anuales mensuales o diarios, se puede también usar en caudales ecológicos u horarios. Como la secuencia cronológica no está enmarcada en la CDC, esta condición restringe su uso a la determinación del potencial de agua disponible.

Extensión y generación de la CDC en cuencas homogéneas

Cuando se tienen dos cuencas hidrológicamente homogéneas (Saenz, 1998) con sus respectivas curvas de duración de caudales, CDC, una con un período largo de datos (cuenca A) y la otra con uno corto (cuenca B), y se quiere o necesita aprovechar la longitud del registro de la CDC de mayor extensión se procede de la siguiente manera:

- Se deduce otra CDC para la cuenca A, usando el mismo período de registro que se corresponde al de la cuenca B (registro corto). Se tienen entonces para la cuenca A dos curvas de duración de caudales, una obtenida con el registro largo de caudales y otra con el registro corto. Lo más probable es que estas dos curvas sean diferentes.

- Usando ambas curvas de la cuenca A para el mismo porcentaje de tiempo en que el caudal es igualado o excedido, se obtienen una serie de valores de la relación A_i para cada uno de los porcentajes de la frecuencia de excedencia.

$$A_i = \left(\frac{Q_i \quad registro \quad l\,arg\,o}{Q_i \quad registro \quad corto} \right)_A \tag{5.4}$$

- Suponiendo que la relación de caudales son iguales en ambas cuencas, se puede deducir una nueva curva para B (equivalente a un registro largo) con la expresión:

$$Q_{registro\ l\,arg\,o\ B} = \left(Q_{registro\ corto\ B}\right) \cdot A_i \tag{5.5}$$

Es decir, se genera una nueva curva corregida para la cuenca B, como si esta tuviera un registro largo, multiplicando los caudales del registro corto por las los valores A_i obtenidos (Ecuación 5.4).
Es importante destacar que para evitar falsas interpretaciones, ambas curvas deben ir del 0% a 100%, pues lo que se hace es corregir la "forma" de la curva de la cuenca B en base a los caudales que para iguales porcentajes se van obteniendo con la Ecuación 5.4.
Cuando se tienen dos cuencas A y B homogéneas desde el punto de vista hidrológico, pero sólo existen curvas de duración en una (la A), la CDC de la cuenca B se puede deducir, suponiendo que existe una relación biunívoca entre áreas y caudales para cada porcentaje de tiempo, así:

$$Q_B = \left(\frac{A_B}{A_A} \right) \cdot Q_A \tag{5.6}$$

Donde: A_A es el área de la cuenca con datos.
A_B es el área de la cuenca sin datos.
Q_A es el caudal conocido.

Luego, con la Ecuación 5.6, para cada caudal de la cuenca A, de su CDC, se obtiene el caudal de la cuenca B (sin datos) para igual porcentaje de tiempo, generando así una curva para la cuenca B.

Evaluación de la producción esperada de sedimento

La tasa de erosión es función de las magnitudes relativas de la resistencia de la superficie de la tierra a la erosión y las fuerzas erosivas aplicadas, siendo la topografía, vegetación y actividad humana factores que pueden modificar este balance.
El suelo constituye un recurso natural renovable si se conserva adecuadamente, en caso contrario se genera erosión y pérdidas de suelo que conducen al deterioro del medio ambiente. En una cuenca hídrica este impacto se manifiesta por el incremento de la carga de sedimentos sobre los cursos naturales, los cuales ofrecen condiciones desfavorables para el aprovechamiento del recurso hídrico, por lo que es necesario considerar medidas que prevean los procesos asociados a la erosión o disminuyan sus consecuencias.

La erosión de suelos, la pérdida de suelos y la acumulación de sedimentos son términos con distintos significados. La erosión de suelos es la cantidad bruta de suelo retirado por la acción

dispersante de las gotas de lluvia o por escorrentía. La pérdida se refiere al suelo desprendido de un campo o ladera determinados y la producción de sedimentos es la pérdida de suelos posteriormente depositada en un punto de evaluación particular.
A lo largo de muchos años se han desarrollado diversas técnicas para evaluar los procesos asociados a la erosión y tratar de cuantificar las pérdidas de suelo de manera aproximada.
El problema de la estimación de la producción de sedimento en un sitio de un río para la ejecución de un proyecto (un embalse, por ejemplo) se puede realizar mediante el uso de diferentes métodos. En este libro, se describen distintas metodologías: la utilización conjunta de la curva de duración de caudales (CDC) y la curva (o la ecuación) de descarga de sedimentos, la ecuación de la RUSLE y otras ecuaciones empíricas.

CDC y la ecuación de descarga de sedimentos

Este procedimiento (McCuen, 1998) es una aproximación útil para diseños hidrológicos en estudios de factibilidad, pero no reemplaza a los métodos más exactos para realizar este calculo. Este método resulta útil como un trabajo previo para trabajar con modelos de fondo móvil (HEC, 2008), cálculo de erosión y transporte de sólidos en ríos.

Integrando la curva de duración de caudales y la de descarga de sedimentos se obtienen tablas y gráficos de producción esperada de sedimento. Este cálculo conviene hacerlo a nivel diario y luego multiplicar por 365 días de un año y dividir por el área en kilómetros cuadrados de la cuenca. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Dividir la escala de excedencia (en porciento) de la CDC en intervalos (escala X de la Figura 5.3) (no necesariamente iguales) Se aconseja usar alrededor de 20 intervalos
- Calcular el rango de cada intervalo y determinar su punto medio.
- De la CDC anual, obtener para cada punto medio de los intervalos el caudal característico.
- De la ecuación de descarga de sedimentos que se obtiene por regresión en función de los datos registrados de caudal sólido, estimar la descarga diaria de sedimentos para cada una de las descargas obtenidas en el paso 3.
- Calcular el valor esperado de los sedimentos en toneladas por día como producto del intervalo del paso 2 (expresado en tanto por uno) por los valores del paso 4
- La suma de los valores obtenidos en el paso anterior es el total esperado de sedimento por día (valor medio).
- El total de sedimento por año y por km^2 se expresa mediante la ecuación:

$$Q_T = \frac{(\sum Q_s)\cdot(365)}{A} \qquad (5.7)$$

Donde: Q_T es el caudal sólido total en t/año/km^2.
Q_s es el caudal sólido en t/día.
A es el área de la cuenca en km^2

Ejemplo 5.4
Estimar la producción de sedimentos para diferentes rangos de frecuencia del río Mendoza en Guido (Argentina), de 8180 km^2 ubicada a una cota media de 1500 ms.n.m., haciendo uso de los datos de la Tabla 5.12 (AyEE, 1970).

Tabla 5.12 Mediciones de sedimentos totales (sólidos en suspensión), período 1956/1964

Año	Sólido en suspensión aportes en miles de toneladas/mes												Total en miles ton.	Coef.degrad.de la cuenca ton/Km^2/ año
	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.		
56-57	S.O.	S.O.	S.O.	S.O.	82.7	61.4	S.O.	261.3	S.O.	S.O.	10.4	9.4	424.8	52
57-58	8.7	13.4	18.6	22.9	389.9	1002.7	766.3	S.O.	S.O.	1.5	5.5	4.7	2233.4	273
58-59	5.3	S.O.	5.2	312.3	336.0	221.8	S.O.	816.0	625.4	18.3	9.2	2.9	2353.2	288
59-60	0.6	0.9	74.3	56.1	207.2	935.4	2358.8	1279.3	277.7	3.4	A.C.	A.C.	5193.7	635
60-61	A.C.	A.C.	8.1	47.3	619.1	1521.8	1597.3	574.3	178.3	15.8	2.6	A.C.	4564.6	558
61-62	0.8	11.0	4.1	230.3	882.8	1914.0	868.7	763.9	S.O.	8.5	A.C.	A.C.	4683.8	573
62-63	A.C.	A.C.	2.7	29.4	191.5	342.5	493.9	439.9	153.6	A.C.	A.C.	A.C.	1653.5	201
63-64	A.C	A.C.	2.2	22.9	11.4	4906.3	5821.3	1546.9	119.1	3.9			12434.0	1520
Prom.	2.2	4.21	16.4	103.0	340.0	1363.2	1984.3	811.6	270.8	7.3	3.4	2.0	4192.0	512
Máx.	8.7	13.4	74.3	312.3	882.6	4906.3	5821.3	1546.9	625.4	18.3	10.4	9.0	5193.7	635
Mín.	0.6	0.9	2.2	22.3	82.7	61.4	493.9	261.3	119.1	1.5	2.6	2.9	424.8	52

SO meses sin observaciones

Dividiendo los valores de la tabla 5.12 por el número de días de cada mes se obtiene la Tabla 5.13. de los caudales medios diarios de cada mes en miles de toneladas por día

Tabla 5.13 Caudal sólido medio diario en miles de toneladas por día para cada mes

Año	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
56-57	S.O.	S.O.	S.O.	S.O.	2.76	1.98	S.O.	9.33	S.O.	S.O.	0.33	0.30
57-58	0.28	0.43	0.62	0.74	12.96	32.34	24.72	S.O.	S.O.	0.05	0.18	0.16
58-59	0.17	S.O.	0.17	10.07	11.22	7.15	S.O.	29.14	20.17	0.61	0.29	0.10
59-60	0.02	0.03	2.48	1.81	5.91	30.17	76.01	45.68	8.95	0.11	S.O.	S.O.
60-61	S.O.	S.O.	0.27	1.52	20.63	49.1	51.52	20.51	5.75	0.53	0.08	S.O.
61-62	0.02	0.35	0.14	7.43	29.42	61.74	28.02	27.28	S.O.	0.28	S.O.	S.O.
62-63	S.O.	S.O.	0.09	0.94	6.38	11.04	15.93	15.71	4.95	S.O.	S.O.	S.O.
63-64	S.O.	S.O.	0.07	0.74	0.38	158.3	187.8	55.24	3.84	0.13	S.O.	S.O.

En concordancia cronológica, es decir, igual período de años, se obtienen de los registros históricos los caudales medios diarios de cada mes que se muestran en la Tabla 5.14

Tabla 5.14 Caudales medios diarios en m^3/s para cada mes en Guido-período 1956/64.

Año	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Medio Anual
56-57					26.8	30.9	53.7	53.9	43.2	27.9	21.7	18.2	29.3
57-58	17.0	15.9	16.4	18.0	31.8	67.4	78.5	55.6	38.3	23.0	18.2	15.5	32.8
58-59	14.9	15.0	17.7	36.6	41.3	52.1	53.4	66.5	45.4	22.9	23.5	19.6	33.8
59-60	17.8	18.1	23.2	26.8	38.3	64.8	93.1	76.0	45.7	26.2	20.5	17.3	38.9
60-61	16.1	14.8	16.8	22.0	42.4	77.5	67.3	56.5	39.5	24.2	20.1	17.3	34.5
61-62	17.7	18.5	15.9	28.6	61.7	95.5	77.5	69.4	46.6	28.7	23.3	19.8	42.0
62-63	17.1	17.7	17.4	19.9	36.1	47.7	55.5	54.6	40.0	26.5	19.4	17.3	30.8
63-64	16.3	15.1	16.1	19.8	20.5	108.8	143.1	83.9	48.7	32.1			

De las Tablas 5.13 y 5.14 se obtienen, para iguales períodos, los valores para calcular la curva de aforo del caudal sólido (sedimentos en suspensión), cuyos valores se presentan en la Tabla 5.15 (se presenta sólo una parte). Cabe mencionar que para obtener puntos de la curva de aforo de sedimentos, se deben considerar sólo los meses en que existen ambas mediciones de caudal sólido y líquido

Tabla 5.15 Secuencia cronológica de caudal líquido (m^3/s) y caudal sólido (Tn/día x 10^3) de valores medios diarios mensuales.

Caudal líquido	***Caudal sólido***
26.8	*2.76*
30.9	*1.98*
53.9	*9.33*
21.7	*0.33*
18.2	*0.30*
17.0	*0.28*

En la Tabla 5.15 se presentan solo los primeros valores de las Tablas 5.13 y 5.14 correspondientes a los meses de noviembre y diciembre de 1956 y febrero, mayo, junio y julio de 1957.

De la secuencia completa de valores desde 1956 hasta 1964 (cuya muestra es la Tabla 5.15) por mínimos cuadrados se calcula la ecuación de descarga de sedimentos:

$$Q_S = 0.6085 \cdot 10^{-5} \cdot Q_1^{3.637} \quad ; \quad R^2 = 0.79 \qquad (5.8)$$

Donde: Q_s es el caudal sólido en Tn/día x 10^3
Q_l es el caudal líquido en m^3/s
R^2 es el coeficiente de determinación .

Cálculo de la tabla del valor esperado del aporte de sedimento en suspensión.

Siguiendo los pasos especificados anteriormente se obtiene la Tabla 5.16. La columna 4 se calcula con los valores de la columna 3 entrando en la curva de duración de caudales (Figura 5.3) y encontrando el correspondiente valor de caudal liquido medio diario. La columna 5 se obtiene con la ecuación 5.8 y con los valores de caudal liquido de la columna 4

Tabla 5.16 Valor esperado de sedimento.

(1)	***(2)***	***(3)***	***(4)***	***(5)***	***(6)***
Rango de Frecuencia de excedencia (%)	***Intervalo (%)***	***Punto Medio (%)***	***Caudal líquido medio diario (m^3/s)***	***Caudal sólido (Tn/día)x 10^3***	***Valor esperado de sedimento (Tn/día)***
0 – 0.1	*0.1*	*0.05*	*93*	*87.82*	*87.82*
0.1 – 1.0	*0.9*	*0.55*	*91*	*81.15*	*730.00*
1 – 5	*4*	*3*	*90*	*77.95*	*3118.00*
5 – 20	*15*	*12.5*	*61.5*	*19.51*	*2926.00*
20 – 50	*30*	*35*	*49*	*8.54*	*2562.00*
50 – 80	*30*	*65*	*38*	*3.38*	*1014.00*
80 – 95	*15*	*87.5*	*29.8*	*1.40*	*210.00*
95 – 99	*4*	*97.*	*23.7*	*0.61*	*24.40*
99 – 99.9	*0.9*	*99.45*	*23.5*	*0.59*	*5.31*
99.9 – 100	*0.1*	*99.95*	*23.3*	*0.57*	*0.57*
					10678.60

Con fines ilustrativos solo se han considerado 10 divisiones en la escala de excedencia

El valor esperado de sedimento (columna 6) es el producto del intervalo de probabilidad de la columna 2 (expresado en tanto por uno) y la descarga de sedimento de la columna 5. El cálculo se ilustra con un ejemplo que se presenta en la Tabla 5.17; resultante de multiplicar la columna 2 (expresada en tanto por uno) por la columna 5 y por 1000 (porque está expresada en miles de toneladas)

Tabla 5.17 Ejemplo de cálculo del valor esperado de sedimento de la columna 6 de la tabla anterior.

%	*Tanto por uno*	*Valor esperado de sedimento (t/día)*
0.1	*0.001*	*x 1000 = 1 x 87.82 = 87.82*
0.9	*0.009*	*x 1000 = 9 x 81.15 = 730.00*
4	*0.04*	*x 1000 = 40 x 77.95 = 3118.00*

Y en igual forma para todos los valores

El total de sedimento esperado por año se obtiene de la suma de la columna 6 multiplicado por 365:

$$Q_T = 10678.60\left[\frac{t}{día}\right]\cdot 365\left[\frac{día}{año}\right]$$

$$Q_T = 3897.68\ x.10.^3\left[\frac{t}{año}\right]$$

Si se quiere el coeficiente medio de degradación de la cuenca se divide por el área en km^2, así:

$$Coef.\deg r = \frac{Q_T}{A} = \frac{3897.68x10.^3}{8180}\left[\frac{t}{año/km^2}\right] = 476.49\left[\frac{t}{año/km^2}\right]$$

El promedio del coeficiente de degradación de la cuenca de las mediciones realizadas por AyEE (Tabla 5.12) fue de 512 toneladas/km^2/año. El valor calculado con esta metodología es de 476.49 toneladas /km^2/año.

A partir de los valores de caudal sólido de la tabla 5.15 (completa) se puede calcular la curva de frecuencia de excedencia de la carga anual de sedimentos en miles de toneladas (Figura 5.4)

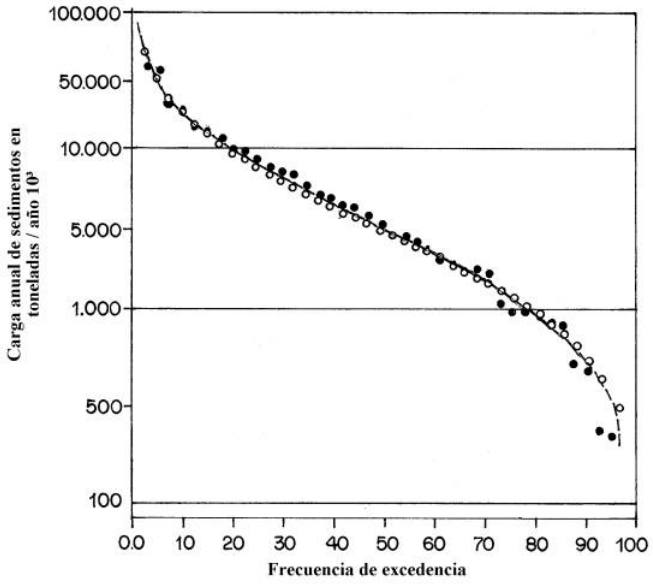


Figura 5.4 Curva de frecuencia de excedencia de carga de sedimentos del río Mendoza en Guido en miles de toneladas por año

El método desarrollado es adecuado cuando se tienen registros, que concuerdan en el tiempo, de caudales líquidos y sólidos en un río; cuando esto no es posible es necesario utilizar métodos que permitan estimar la perdida de suelo en la cuenca.

5.3 CURVA DE MASA

Las curvas de masa (volúmenes acumulados a través del tiempo) son muy útiles en estudios preliminares de aprovechamiento de un río, como por ejemplo, en la evaluación de la capacidad necesaria de regulación para una determinada demanda, en un río. Las curvas de masa dan una idea de los ciclos o tendencias que a través del tiempo ha tenido un río. La pendiente de la curva en un período es una medida del aporte del río en ese período.

El uso de estas curvas es una antigua práctica del diseño hidrológico y de la hidrología cuantitativa, todavía vigente como elemento de visualización y prediseño. Se le asigna su primer desarrollo, al ingeniero austríaco, W. Rippl que lo usó en 1882 y desde entonces se lo conoce como “método o diagrama de Rippl” (Figura 5.5).

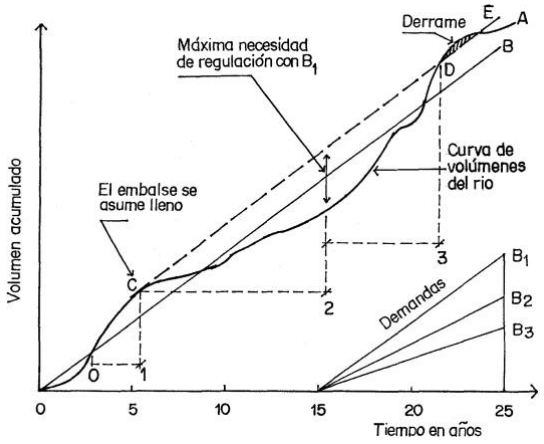


Figura 5.5 Diagrama de Rippl para calcular la capacidad necesaria de un embalse en un río

La Figura 5.5 ilustra el uso más corriente del diagrama de Rippl: el cálculo de la capacidad necesaria de un embalse para satisfacer una determinada demanda B_1 en un río cuya curva de volúmenes acumulados es conocida. La curva A es la representación gráfica de los volúmenes históricos acumulados en un período de 25 años. El período 0-1 es de abundancia; el período 1-2 de sequía; el período 2-3 de abundancia.
El procedimiento consiste en fijar diferentes niveles de demanda (graficadas a igual escala) B_1, B_2, B_3 y luego a partir de un punto (C), donde se inicia una sequía (punto 1), trazar una paralela a esa demanda hasta que esta línea intercepte a la curva de volúmenes acumulados (D). Con esto se define la máxima separación, leída en la escala de volúmenes (ordenada) que satisface la necesidad de embalse en ese río para esa demanda y el período D-E en que el embalse está lleno y derrama agua. Si la línea de demanda no interceptara a la curva de volúmenes, esa demanda es muy alta para ese río.

Igualmente, para regulaciones anuales o bianuales se puede trabajar con períodos más cortos y líneas de demandas mensuales, por ejemplo para riego y en ese caso, estas últimas no son constantes. Este análisis, se puede hacer detallado en los períodos más críticos con el uso de balances entre entradas y salidas, donde se van obteniendo las diferencias (positivas o negativas) entre aporte del río y demanda.

Adicionalmente, con modelos de generación de caudales (volúmenes) se pueden generar y estudiar situaciones con igual probabilidad de ocurrencia que la histórica, pero con diferentes secuencias, que dan mayor grado de seguridad a la elección de períodos críticos para el diseño hidrológico de un embalse.

5.4 ANÁLISIS DE LLUVIAS

En el análisis hidrológico es frecuente contar con estaciones de registros de lluvia en función del tiempo (pluviógrafos) y/o registros de lluvia acumulada (pluviómetros). Sin embargo, en el diseño hidrológico, es necesario generalmente, tener no sólo el valor total de la precipitación, sino su distribución en el tiempo (hietograma). Una forma de obtener esa distribución es usando la curva de masa del pluviógrafo existente y asignarle su distribución temporal a la (o las) estaciones cercanas con valores totales.

Estimación de datos faltantes

En la figura 5.6 se explica la generación de una curva de masa de precipitación en una estación con valor total de lluvia basado en un hietograma conocido, cuyos valores se representan en la columna 2 de la tabla de la misma. La columna 3, se obtiene convirtiendo a porcentaje los valores de la columna 2. La columna 4, se genera multiplicando estos porcentajes, expresados en tanto por uno, por el valor total de la precipitación conocida, en la segunda estación en la que se quiere obtener la distribución porcentual de la lluvia.

DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL

TIEMPO	REGISTRADA mm	% LAMINA	GENERADA mm
0	0	0	0
1	10	17	14 Dato generado
2	30	50	40 Dato generado
3	35	58	46 Dato generado
4	40	67	54 Dato generado
5	60	100	80 conocido

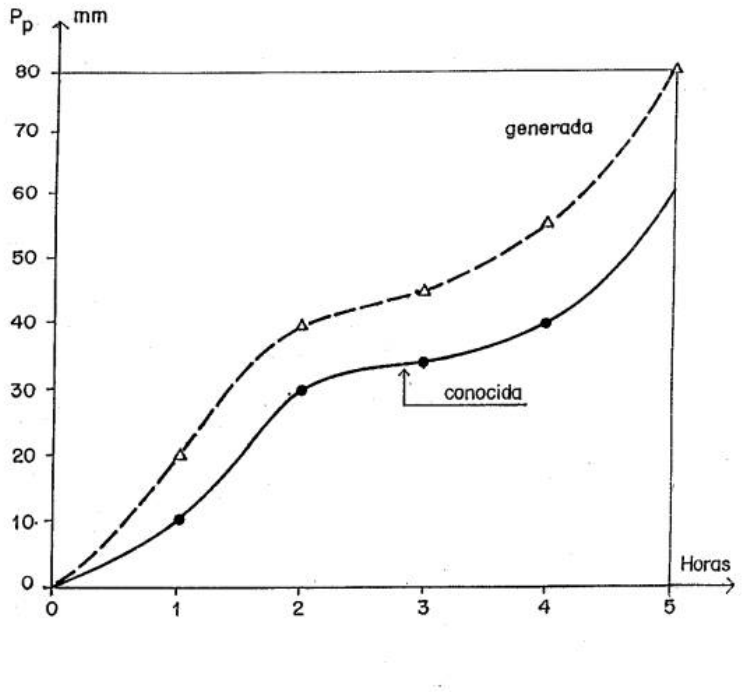


Figura 5.6 Esquema de distribución porcentual de una curva de masa de lluvia

La generación de datos se puede realizar mediante el método de la relación normal y el promedio aritmético, entre otros.

Método de la relación normal

Es un método para interpolar o generar datos en una estación con datos faltantes usando los registros de las estaciones cercanas con características hidrológicas, topográficas e ambientales similares. El método usa n estaciones (A, B, C, ..., n) cercanas a la estación problema (x):

$$P_X = \frac{1}{n}\left(\frac{\overline{P_X}}{\overline{P_A}} P_A + \frac{\overline{P_X}}{\overline{P_B}} P_B + \frac{\overline{P_X}}{\overline{P_C}} P_C + ... + \frac{\overline{P_X}}{\overline{P_n}} P_n \right) \quad (5.9)$$

Donde: $\overline{P_X}$ es el valor promedio de la lluvia anual en la estación x.

$P_A, P_B, P_C, ..., P_n$ son los valores de las lluvias en las estaciones cercanas en el período faltante de la estación x

P_X es el valor faltante de la lluvia en la estación x

$\overline{P_A}, \overline{P_B}, \overline{P_C}, ..., \overline{P_n}$ son los valores promedios de la lluvia anual en las estaciones, A,B,C. *n* es el número de estaciones auxiliares con información.

Método del promedio aritmético

Se usa cuando las diferencias en las lluvias anuales de la estación problema (x) con respecto a las auxiliares (A, B, C,...n) son menores del 10%. El promedio aritmético de n estaciones cercanas es:

$$P_X = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} P_i \quad (5.9)$$

Donde: *n* es el número de las estaciones auxiliares.

P_i es el valor de la precipitación en la estación *n.*

Análisis de Consistencia

Es frecuente tener duda en relación a la inconsistencia de los datos de una estación. Para ello se usa el método de la curva de doble masa que es un gráfico de los valores acumulados de las lluvias anuales de la estación a controlar con respecto al promedio (anual) de un número determinado de estaciones cercanas.

Si el registro de la estación a controlar es consistente, la recta para un período de tiempo tendrá una pendiente constante. Un cambio en la pendiente sugerirá que existe una inconsistencia que puede ser debida a factores externos o condiciones heterogéneas de las estaciones consideradas (Figura 5.7). Los cambios de pendiente se detectan mejor, si las escalas de los dos ejes x, y son iguales.

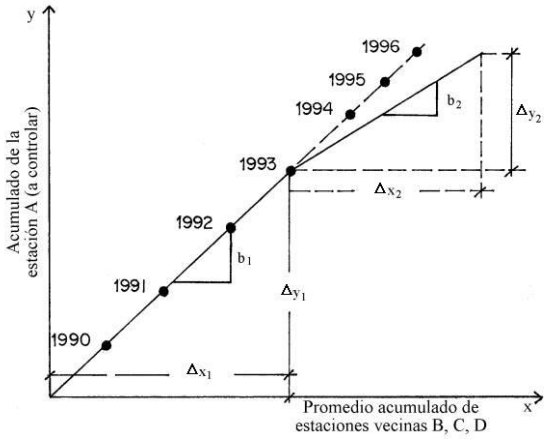


Figura 5.7 Curva de doble masa

Si se desea ajustar la sección de años más recientes a registros anteriores, los valores ajustados se calculan como:

$$y_c = \frac{b_1}{b_2} \cdot y_o \tag{5.10}$$

Donde: y_c es el valor ajustado de la estación A.
y_o es el valor observado de la estación A.
b_1 es la pendiente de la curva correcta.

$$b_1 = \frac{\Delta y_1}{\Delta x_1} \tag{5.11}$$

b_2 es la pendiente de la curva incorrecta.

$$b_2 = \frac{\Delta y_2}{\Delta x_2} \tag{5.12}$$

Se debe tener una considerable precaución al aplicar el concepto de la curva de doble masa. Siempre existen pequeños desvíos de una recta. Sólo los desvíos marcados y persistentes se deben considerar. La curva de doble masa no se debe aplicar para lluvias diarias o tormentas individuales; en estos casos se ajusta por el método de las isoyetas.

Análisis regional del régimen de lluvias intensas

Un conocimiento adecuado del régimen de las lluvias intensas es un elemento de gran importancia en la definición de las características climáticas del territorio y evaluación del riesgo hidráulico e hidrológico, ya sea desde el punto de vista de la determinación del caudal de crecida, a lo largo de la red hidrográfica con período de retorno fijado, o el análisis de la estabilidad de la vertientes y de la erosión superficial para el diseño de estructuras de control. La identificación de varias escalas territoriales y de las características de las lluvias intensas constituyen, en medida considerable, la causa primaria tanto de la activación de la inestabilidad territorial, extendida y localizada, como de la formación de las crecidas. Dado que, en la

mayoría de los casos, el interés versa sobre las lluvias más intensas, es preciso investigar las propiedades de los valores extremos del proceso de precipitación. Dicha investigación se desarrolla normalmente haciendo referencia a la precipitación caída durante 1, 3, 6, 12 y 24 horas continuas, y además los máximos de 1 a 5 días seguidos.
El análisis estadístico de las lluvias intensas establece una relación, totalmente general, entre la precipitación P, la duración D, y la probabilidad de no rebasamiento F. El cuantil F-esimo , hF, proporciona el valor de la precipitación que es rebasada con una frecuencia igual a 1-F. Al fijarse previamente un determinado valor de frecuencia F, la relación entre hF y D describe el crecimiento de la altura de precipitación temible al aumentar la duración. Esta relación está descrita por una curva en el plano (D, h) que comúnmente se define línea indicadora de probabilidad pluviométrica, pues señala el valor de precipitación, producible por una tormenta en un intervalo de tiempo D, que puede ser rebasado con probabilidad 1-F.
Según la práctica hidrológica tradicional, para definir la línea indicadora de probabilidad pluviométrica se supone que, independientemente de la duración tomada en consideración, los valores extremos del proceso de lluvia sean representables mediante una determinada probabilidad. En la manera más simple, el modelo probabilístico es identificado basado en los datos de precipitación máxima anual disponibles. Este enfoque, sin embargo, no es aplicable muy a menudo, ya sea por la carencia de observaciones disponibles a lo largo de todo el territorio o por la relativa brevedad de las eventuales series disponibles. De hecho, la duración del período de observación generalmente no permite extrapolar la distribución de probabilidad en el campo de las frecuencias de rebasamiento asociadas a períodos de retorno compatibles con niveles del riesgo pluvial aceptables.

Los procedimientos de regionalización estadística permiten superar los límites de enfoque estadístico basado en el análisis puntuales de los datos disponibles en cada estación. Los modelos GEV (“Generalized Extreme Value”) y TCEV (“Two Component Extreme Value”), son utilizados en los procedimientos de regionalización del régimen de las lluvias intensas. (Mayor detalle de estos métodos se describen en el CD)..
En el análisis de lluvias intensas se utilizan registros históricos directamente o generados a partir de series sintéticas. Estos se pueden realizar mediante métodos puntuales (curvas intensidad – duración – frecuencia, IDF, ó lámina – duración – frecuencia, LDF); espaciales (relaciones lámina – área); y/o temporales (hietogramas de proyecto).

Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) o Lamina –Duración-Frecuencia (LDF)

Cuando la información de lluvia local está disponible, las curvas IDF (LDF) pueden desarrollarse utilizando el análisis de frecuencia . Una distribución frecuentemente usada es la distribución de valores extremos tipo I (Gumbel) o la log-normal (capitulo 4)
La relación IDF ó LDF es uno de los análisis fundamentales para definir en un sitio, la lluvia que se debe usar en el diseño hidrológico. Como su nombre lo indica es una representación gráfica, o en tablas, de la relación entre la intensidad o la lámina de la lluvia que precipita en un determinado tiempo y su frecuencia estadística de ocurrencia. Una metodología que puede seguirse es la siguiente:

Ordenamiento de los datos: se seleccionan las tormentas por fecha y distribución en *dt* fijos (5 min – 10 min, etc), por encima de un determinado valor de base del acumulado (ejemplo, 20 mm total y 6mm/30 min).

- En el caso que se tengan varias estaciones, en una misma región previamente definida como homogénea, de cada tormenta se considera el registro de la estación de valor acumulado máximo, independiente de su ubicación geográfica. Todos esos registros se asignan a una

sóla estación “virtual”. Se reemplaza espacio por tiempo (Estación –Tormenta “Station Storm”) para toda la región (Chow, 1964; Farmer y Fletcher, 1972).

- Se hace una tabla con las tormentas tal como están en el banco (por fechas), Tabla 5.18.
- Se calculan los valores acumulados, Tabla 5.19.
- Se hace, para cada duración (10 min, 20 min, 30 min, etc), una tabla (Tabla 5.20) donde se ponen las tormentas ordenadas de mayor a menor lámina, se determina el posicionamiento o “ranking” y se calcula la probabilidad. Para lluvias de mayor duración se eligen intervalos de 30 minutos, 60 minutos, 2 horas, 3 horas, 6 horas, ..., 24 horas.
- Para cada duración se calcula la ecuación de mejor ajuste de Lamina en función de Tiempo de retorno; es decir se tienen tantas ecuaciones como duraciones se hayan seleccionado. Con estas ecuaciones se pueden calcular valores de laminas para mayores tiempos de retorno si se desea (Figura 5.8).
- Con los resultados de estas ecuaciones se pueden seleccionar para diferentes Tiempos de retorno (10 años, 20, ..., 200) laminas para distintas duraciones (Tabla 5.21).
- Para cada Tiempo de retorno se calcula una ecuación de Lamina en función de la duración. Se tienen tantas ecuaciones como tiempos de retorno (Tabla 5.22).
- Esas ecuaciones se pueden tabular como Lamina –Duración- Frecuencia (Tabla 5.23) o graficar como Intensidad-Duración- Frecuencia (Figura 11.1)

Ejemplo 5.5

Calcular los valores de Lamina - Duración y Frecuencia (LDF), para la zona Norte de Mendoza (Argentina), a partir de los datos de la tabla 5.18 y siguiendo la metodología expuesta.

La tabla 5.18 muestra tormentas históricas registradas en estaciones de medición telemétricas que operan en modo evento o sea que registran cada vez que ocurre 1mm de lluvia. (capítulo 14). Los datos así registrados a intervalos variables de tiempo, son ordenados mediante un sencillo programa de computación a intervalos regulares de 5 minutos. Este intervalo se considera adecuado para definir estas tormentas de alta intensidad y corta duración. Se ilustra en detalle solo para la duración total de 30 minutos en intervalos de 5 minutos.

.

Tabla 5.18 Tormentas de 30 minutos ordenadas por fechas a intervalos de 5 minutos

Fecha	***Duración (minutos)***					
Tormenta	***5***	***10***	***15***	***20***	***25***	***30***
30-12-83	*1*	*2*	*3*	*4*	*3*	*0*
03-03-84	*1*	*0*	*1*	*3*	*7*	*6*
22-12-84	*4*	*1*	*2*	*1*		
17-01-85	*1*	*1*	*2*	*6*	*8*	*4*
21-11-85	*1*	*3*	*3*	*3*	*2*	*2*
28-12-85	*1*	*4*	*8*	*11*	*13*	*7*
31-12-86	*1*	*5*	*6*	*4*	*8*	*11*
02-03-87	*1*	*1*	*5*	*8*	*6*	*11*

02-02-90	*3*	*7*	*7*	*4*	*2*	*3*
10-03-97	*2*	*4*	*5*	*9*	*3*	*4*
03-03-97	*1*	*2*	*5*	*5*	*8*	*7*
15-01-97	*5*	*6*	*10*	*7*	*3*	*3*
22-03-96	*1*	*1*	*1*	*2*	*3*	*3*
28-02-96	*1*	*4*	*7*	*10*	*9*	*8*
20-01-95	*3*	*6*	*9*	*11*	*5*	*3*

Solución:

Se calculan los valores acumulados de las precipitaciones que se muestran en la Tabla 5.19

Tabla 5.19 Valores- Acumulados de las Precipitaciones de la tabla 5.18

30-12-83	*1*	*3*	*6*	*10*	*13*	-
03-03-84	*1*	*1*	*2*	*5*	*12*	*18*
22-12-84	*4*	*5*	*7*	*8*	-	-
17-01-85	*1*	*2*	*4*	*10*	*18*	*22*
21-11-85	*1*	*4*	*7*	*10*	*12*	*14*
28-12-85	*1*	*5*	*13*	*24*	*37*	*44*
31-12-86	*1*	*6*	*12*	*16*	*24*	*35*
02-03-87	*1*	*2*	*7*	*15*	*21*	*32*
02-02-90	*3*	*10*	*17*	*21*	*23*	*26*
10-03-97	*2*	*6*	*11*	*20*	*23*	*27*
03-03-97	*1*	*3*	*8*	*13*	*21*	*28*
22-03-96	*1*	*2*	*3*	*5*	*8*	*11*
28-02-96	*1*	*5*	*12*	*22*	*31*	*39*
20-01-95	*3*	*9*	*18*	*29*	*34*	*37*
15-01-97	*5*	*11*	*21*	*28*	*31*	*34*

En la tabla 5.20, la probabilidad de una tormenta de magnitud m en la muestra de 15 tormentas, P(x), es:

$$P(x) = \frac{m}{N}$$

Como el promedio del número de tormentas por año (promedio de los 15 años desde 1983 a 1997) es de 3.25, la frecuencia en la muestra es:

$$f = \frac{1}{3.25} = 0.308$$

Luego, la probabilidad anual es entonces:

$$P(a) = 0.308 \cdot P(x)$$

Pero, el período de retorno es el inverso de la probabilidad, es decir:

$$T_R = \frac{1}{P(a)}$$

Con los valores de Lámina (columna 1) y T_R (columna 5) encontrados se obtiene la curva de mejor ajuste, siguiendo los lineamientos de capítulo 4 (Figura 5.8).

Tabla 5.20 Cálculo del Tiempo de Retorno - (N = nº tormentas = 15)

Lámina	***m***	***P(x)***	***P(a)***	***T_R (años)***
44	*1*	*0.067*	*0.021*	*47.61*
39	*2*	*0.133*	*0.041*	*24.39*
37	*3*	*0.200*	*0.062*	*16.13*
35	*4*	*0.267*	*0.082*	*12.19*
34	*5*	*0.333*	*0.103*	*9.71*
32	*6*	*0.400*	*0.123*	*8.13*
28	*7*	*0.467*	*0.144*	*6.94*
27	*8*	*0.533*	*0.164*	*6.1*
26	*9*	*0.600*	*0.185*	*5.41*
22	*10*	*0.667*	*0.205*	*4.88*
18	*11*	*0.733*	*0.225*	*4.44*
14	*12*	*0.800*	*0.246*	*4.06*
13	*13*	*0.867*	*0.267*	*3.75*
11	*14*	*0.933*	*0.287*	*3.48*
8	*15*	*1.000*	*0.308*	*3.25*

.

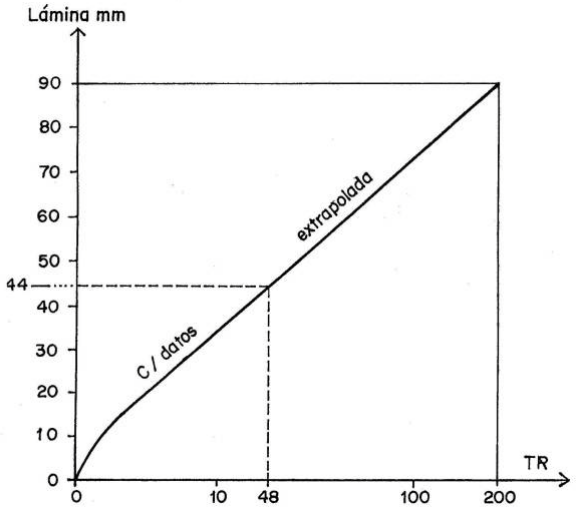


Figura 5.8 Curva de mejor ajuste para 30 minutos

En este caso por ser una serie de excedencia la distribución log-normal proporcionó el mejor ajuste. Con la ecuación del mejor ajuste se calculan los valores para otros períodos de retorno mayores (TR = 100, 200 etc).

En la misma forma,se procede para duraciones de 20 min, 30 min, 40 min, 60 min, etc, obteniendo las respectivas ecuaciones . Con ellas se calculan los valores que se indican en la Tabla 5.21. Se indican sólo para 10, 50 y 100 años de tiempo de retorno.

Tabla 5.21 Tiempo de Retorno- Lámina – Duración

T_R = 10 años		T_R = 50 años		T_R = 100 años	
Lámina (mm)	**Duración (min)**	**Lámina (mm)**	**Duración (min)**	**Lámina (mm)**	**Duración (min)**
20	10	25	10	35	10
30	20	35	20	46	20
40	30	45	30	50	30
50	40	55	40	60	40
80	50	85	50	90	50
100	60	105	60	110	60

Se calculan las ecuaciones de regresión que permiten obtener valores de láminas para diferentes recurrencias y diferentes duraciones (Capitulo 4):

$$L = A + B \cdot ln(D) \qquad (5.14)$$

Donde las láminas, L, son expresadas en milímetros y las duraciones en minutos. La ecuación es válida para duraciones iguales o mayores de 5 minutos. Los respectivos coeficientes A y B de la ecuación de regresión para los diferentes períodos de retorno se presentan en la tabla 5.22.

Tabla 5.22 Coeficientes A y B de la ecuación de laminas para distintos T_R.

T_R (años)	A	B
200	- 20,255	34,948
100	- 18,987	31,409
50	- 17,597	27,892
25	- 15,985	24,660
10	- 14,962	20,808
5	- 12,948	17,787

Luego, de la tabla 5.22 de coeficientes A y B, para un período de retorno, T_R, de 100 años y una duración, D, de 60 minutos se tiene con la ecuación 5.14 una lámina de:

$$L = A + B \cdot ln(D) = -18.987 + 31.409 \cdot ln(60) = 109.6[mm]$$

Los intervalos de confianza para el 95% son variables para cada duración y para cada tiempo de retorno. Así, para una tormenta de un período de retorno, T_R, de 100 años y duración 60 minutos el valor medio puntual (0-1 km^2) es 109.6 mm. Entonces, el límite inferior de confianza es de 97 mm y el superior de 116 mm (capitulo 4).

Tabla 5.23 Láminas puntuales en mm para distintos tiempos de retorno (T_R) y duraciones (Mendoza- norte)

T_R (años)	Duración (minutos)																	
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
5	15.7	28.0	35.2	40.3	44.3	47.5	50.3	52.7	54.8	56.6	58.3	59.9	61.3	62.6	63.8	65.0	66.1	67.1
10	18.5	33.0	41.4	47.4	52.0	55.8	59.0	61.8	64.2	66.4	68.4	70.2	71.9	73.4	74.9	76.2	77.5	78.7
25	23.7	40.8	50.8	57.9	63.4	67.9	71.7	75.0	77.9	80.5	82.8	85.0	87.0	88.8	90.5	92.1	93.6	95.0
50	27.3	46.6	57.9	66.0	72.2	77.3	81.6	85.3	88.6	91.5	94.2	96.6	98.8	100.9	102.8	104.6	106.3	107.9
100	31.6	53.3	66.1	75.1	82.1	87.8	92.7	96.9	100.6	103.9	106.9	109.6	112.1	114.5	116.6	118.6	122.3	122.3
200	36.0	60.2	74.4	84.4	92.2	96.6	104.0	106.7	112.8	116.5	119.8	122.8	125.6	128.2	130.6	132.9	135.0	137.0

Los valores de la Tabla 5.23 pueden también expresarse como un Gráfico L-D-F

La Figura 11.1 (Capítulo 11) muestra los mismos resultados en la forma de Intensidad-Duración –Frecuencia.(I-D-F) (Imm/h =(L(duracion)/duración)x60

Ecuaciones Generalizadas de Lámina– Duración – Frecuencia (LDF)

Las curvas lamina –duración – frecuencia (LDF) son de uso muy frecuente en diseño hidrológico para el dimensionado de estructuras de paso de caudales de crecientes (sifones, alcantarillas, desagües pluviales, etc) y por ello resulta de interés, el conocimiento de ecuaciones generalizadas para ser usadas en lugares donde no se tengan curvas locales de LDF o no se disponga de datos suficientes como para calcularlas.

Bell, (1969) propone para tormentas convectivas la ecuación general

$$L_D^{T_R} = \left(0.21 \cdot ln\left(T_R\right) + 0.52\right) \cdot \left(0.54 \cdot D^{0.25} - 0.50\right) \cdot L_1^{10} \qquad (5.1513)$$

Donde: T_R es el tiempo de retorno en años.

D es la duración de la lluvia en minutos.

L_1^{10} es la lámina correspondiente a una lluvia de tiempo de retorno de 10 años y duración de 1 hora.

La ecuación 5.15 se aplica dentro de los siguientes límites:

$$2 \leq T_R \leq 100 \text{ años}$$

$$5 \leq D \leq 120 \text{ minutos}$$

El valor de la lámina , L, para un tiempo de retorno, T_R (años) y una duración D (minutos), estará expresada en las unidades en que se exprese L_1^{10}.

Varas et. al (2000) realiza un estudio comparativo de los coeficientes de la ecuación 5.22 con estudios de tormentas intensas analizadas en Brasil, México, Estados Unidos, Argentina y Chile. Luego, expresan la ecuación 5.15 de la siguiente forma general:

$$L_D^{T_R} = \left(a \cdot ln\left(T_R\right) + b\right) \cdot \left(c \cdot D^d - e\right) \cdot L_1^{10} \qquad (5.16)$$

Donde a, b, c, d y e son constantes que dependen de la zona de aplicación de la ecuación (Tabla 5.24)

Tabla 5.24 Parámetros de la ecuación 5.23

Autor	Zona de aplicación	a	b	c	d	E
Bell	Mundial	0.21	0.52	0.54	0.25	0.5
Fernández et al	Mendoza (Arg.)	0.18	0.58	0.50	0.27	0.5
Uehara et.al	Brasil	0.22	0.50	0.38	0.31	0.39
Uehara et al	Sao Paulo Brasil	0.27	0.40	0.92	0.19	1.00
Schroeder	Santiago (Chile)	0.19	0.56	0.07	0.64	-0.1

Ejemplo 5.6
Para la ciudad de Mendoza, calcular con la ecuación 5.16, la lámina de una lluvia de duración D de 20 minutos y un tiempo de retorno T_R de 10 años.

Solución:
De la tabla 5.23, la lámina de 1 hora (60 minutos) para un período de retorno de 10 años es 70.2 mm. Luego, calculando con la ecuación 5.16 la lámina, utilizando los coeficientes de la tabla 5.24 para Mendoza se tiene:

$$L_D^{T_R} = (0.18 \cdot ln(T_R) + 0.58) \cdot (0.50 \cdot D^{0.27} - 0.5) \cdot L_1^{10}$$

$$L_{20}^{10} = (0.18 \cdot ln(10) + 0.58) \cdot (0.50 \cdot (20)^{0.27} - 0.5) \cdot (70.2)$$

$$L_{20}^{10} = 43.05[mm]$$

En la tabla 5.23, la lámina de duración de 20 minutos para un período de retorno de 10 años es 47.4 mm. De esta manera, se puede concluir que la aproximación que proporciona la ecuación 5.16 es buena, en este caso se genera un error del 9 %.

Relaciones lámina /área

Las relaciones lámina/área para diferentes duraciones se deducen de la preparación de mapas de isoyetas de tormentas seleccionadas para cada duración (30 minutos; 60 minutos; 90 minutos, etc.). Se determina el área incluida en cada isoyeta y se obtiene la distribución promedio para todos los mapas de determinada duración y de ellos se obtienen las curvas lámina/área como la Figura 5.9 o en formato tabla como la Tabla 5.26.

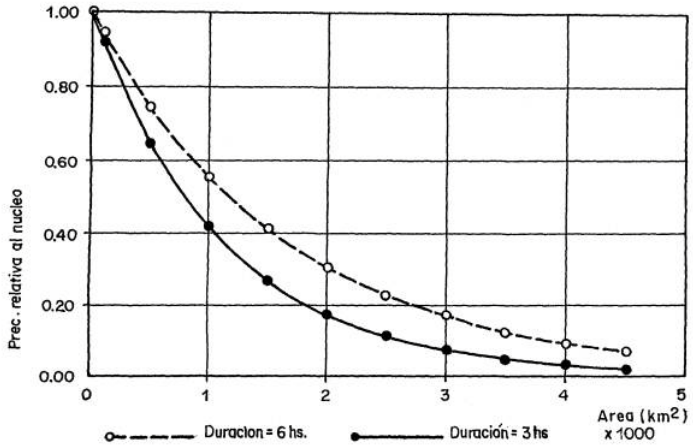


Figura 5.9 Relaciones lamina/área para tormentas en Catamarca (Argentina)

Hietograma patrón.

Es importante definir la o las duraciones típicas de las tormentas intensas en la zona y calcular el hietograma patrón.

El hietograma patrón se puede generar mediante los siguientes métodos:

- Tomando la distribución temporal de una tormenta histórica. Este método toma directamente la distribución temporal de una lluvia histórica máxima. Es útil cuando se tiene escasa información de registros de tormentas.
- Tomando el promedio (por períodos) de varias tormentas. El método es fácil de usar, pero tiene la desventaja de amortiguar el pico de la tormenta.
- El método del bloque alterno: usa curvas de IDF y genera una distribución triangular. Se realiza de la siguiente manera (Ejemplo 5.7):
  a. Seleccionar el período de retorno.
  b. Leer en tablas o curvas LDF las láminas para dt, 2dt, 3dt, etc.
  c. Tomar diferencias entre valores sucesivos.
  d. Ordenar los bloques de modo que el mayor quede al centro y las siguientes alternativamente en cada lado.
- Tomando tormentas sintéticas para la región (por ejemplo, tormenta de Chicago en USA o tormenta de proyecto de Mendoza en Argentina).

Hay otros métodos que se pueden utilizar cuando se dispone de información histórica de considerable longitud: Huff (1967) desarrolló relaciones para tormentas intensas en áreas de hasta 400 millas cuadradas. El Servicio de Conservación de Suelos de USA (USDA, 1969) desarrolló hietogramas sintéticos para duraciones de 6 y 24 horas.

(Pilgrim et al, 1975) desarrollan un método basado en el ordenamiento de los intervalos de tiempo de una tormenta considerando la lámina que ocurre en cada uno de ellos. Esta metodología es un estandard en la Institución de Ingenieros de Australia. Un método muy simple es el del hietograma triangular (Chow et al., 1994)

Tormenta de proyecto

Se entiende por tormenta de proyecto para una zona y período del año a aquella que, para determinada probabilidad de ocurrencia y duración, proporciona tanto el valor más probable de

lámina total, así como su distribución espacial y temporal. Es decir, es un patrón definido de tormenta para ser usado en el diseño de obras en la región. Estas tormentas, llamadas de diseño, se basan en un análisis estadístico de una serie importante de tormentas históricas. El cálculo se realiza para áreas o zonas meteorológicamente homogéneas, siguiendo los siguientes pasos**:**

- Se realiza un análisis puntual de curvas LDF para una estación real o virtual (criterio "estación tormenta"). Como se ha explicado anteriormente (Chow, 1964; Farmer y Fletcher, 1972; Fernández et al., 1999)
- Se calcula la distribución temporal de las tormentas (hietograma patrón)
- Se determina la distribución espacial (relaciones lámina-área). Para esto se pueden usar campos de isoyetas de numerosas tormentas o usar el campo de una tormenta histórica de gran magnitud.

Luego, la "Tormenta de Proyecto"se puede presentar como:

- Juegos de mapas de isoyetas. Mapas patrón
- Tablas al estilo de la Tabla 5.27
- Mapas generales para áreas o regiones.

Ejemplo 5.7
Generar la tormenta de proyecto para una duración de 60 minutos y un T_R de 25 años para la zona norte de Mendoza (Argentina) con los datos puntuales de la Tabla 5.23.

Solución:

a) *Generación de la distribución temporal (hietograma patrón) (tabla 5.25):*
La columna (1) y (2) son los datos provenientes de la tabla 5.23. La columna (3) es la diferencia de cada uno de los valores sucesivos de la columna (2), así:
57.9 – 40.8= 17.1 (corresponde al valor de 20 min de duración, segunda fila)
La columna (4) son los intervalos para los que se va a generar el hietograma. La última columna es el hietograma patrón para un periodo de retorno, T_R, de 25 años y una duración 60 minutos, generado de la siguiente manera: el valor mayor de la columna tres se asigna al intervalo medio de la duración del hietograma, en este caso entre 30 – 40 min.
Los valores sucesivos en magnitud, se ordenan a cada lado del valor mayor alternadamente, generando un hietograma de tipo triangular.

Tabla 5.25 Hietograma para T_R de 25 años y una duración de 60 min.(valores solo ilustrativos)

(1)	***(2)***	***(3)***	***(4)***	***(5)***
Duración (min)	***Lámina (mm) (LDF)***	***Lámina parcial (mm)***	***Tiempo (min)***	***Precipitación (mm)***
10	*40.8*	*40.8*	*0 – 10*	*5.5*
20	*57.9*	*17.1*	*10 – 20*	*7.1*
30	*67.9*	*10*	*20 – 30*	*17.1*
40	*75*	*7.1*	*30 – 40*	*40.8*
50	*80.5*	*5.5*	*40 – 50*	*10*
60	*85*	*4.5*	*50 – 60*	*4.5*
				Σ = 85

b) *Cálculo de la relación lámina /área:*

Las relaciones lámina / área se deducen como se ha dicho de la preparación de mapas de isoyetas de tormentas históricas máximas de diferentes duraciones. (30, 60 y 90 minutos, en este caso);

Se determina el área incluida en cada isoyeta obteniendo la distribución promedio para diferentes áreas en todos los mapas. Con los valores de laminas en función de áreas se encuentran ecuaciones de mejor ajuste que permiten construir gráficos Lámina / Área o tablas como la 5.26.

Tabla 5.26 Relación lámina /área para las tormentas de Mendoza (Argentina)

SUPERFICIE (Km^2)	LAMINA MEDIA EN % DEL MAXIMO	DESVIACION ESTANDAR
0-1	1,0000	0,0000
1-5	0,8894	0,0570
5-10	0,8142	0,0710
10-15	0,7780	0,0876
15-20	0,7430	0,1032
20-25	0,7165	0,1113
25-50	0,6603	0,1240
50-75	0,6065	0,1574
75-100	0,5549	0,1498
100-200	0,5038	0,1948
200-300	0,4472	0,2056
300-500	0,4097	0,1689
500-600	0,3661	0,1661
600-700	0,3557	0,1359
700-1000	0,3111	0,1346

La relación es válida para duraciones de 30, 60 y 90 minutos

Con estos cálculos se puede generar la "Tormenta de Proyecto" de la siguiente manera (Tabla 5.27).

La columna (1) son intervalos de áreas crecientes, en este caso de 0 a 1000 km^2.(para tormentas convectivas la OMM aconseja no tomar áreas mayores de 1000 km^2)

El primer valor, de la última columna, es el valor puntual que corresponde a un período de retorno de 25 años y una duración de 60 minutos obtenido de la Tabla 5.23. Los restantes valores de esta columna son los que corresponden a dicho valor inicial afectado por los coeficientes de la distribución lámina / área de la tabla 5.26, para los valores de áreas de la columna (1).

La parte central de la tabla se obtiene distribuyendo en el tiempo, los valores puntuales de la ultima columna, de acuerdo al hietograma patrón, obtenido para la tormenta de proyecto de Mendoza (Fernandez et al, 1999) para 60 minutos de duración como se muestra en la Figura 11.1.

Tabla 5.27 Tormenta de Proyecto de Mendoza para 60 minutos y TR de 25 años (Fernández, et al, 1999)

LÁMINA PARCIAL POR PERÍODO EN MILÍMETROS.
PROMEDIO SOBRE EL ÁREA.

T.R.: 25 AÑOS (FREC.: 4%)

Tabla 4.7.b

60 MINUTOS :

AREA	DURACION (MINUTOS)												LAMINA
(KM2)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	TOTAL
0-1	3.5	2.0	7.4	13.1	17.8	24.5	10.1	4.7	1.4	0.4	0.1	0.1	85.0
1-5	3.1	1.8	6.6	11.6	15.8	21.8	9.0	4.2	1.2	0.4	0.1	0.1	75.6
5-10	2.8	1.7	6.0	10.7	14.5	19.9	8.2	3.8	1.1	0.3	0.1	0.1	69.2
10-15	2.7	1.6	5.8	10.2	13.8	19.0	7.9	3.6	1.1	0.3	0.1	0.1	66.1
15-20	2.6	1.5	5.5	9.7	13.2	18.2	7.5	3.5	1.0	0.3	0.1	0.1	63.2
20-25	2.5	1.5	5.3	9.4	12.7	17.5	7.2	3.3	1.0	0.3	0.1	0.1	60.9
25-50	2.3	1.3	4.9	8.6	11.7	16.2	6.7	3.1	0.9	0.3	0.1	0.1	56.1
50-75	2.1	1.2	4.5	7.9	10.8	14.8	6.1	2.8	0.8	0.3	0.1	0.1	51.6
75-100	1.9	1.1	4.1	7.3	9.9	13.6	5.6	2.6	0.8	0.2	0.0	0.0	47.2
100-200	1.9	1.1	4.1	7.2	9.8	13.6	5.6	2.6	0.8	0.2	0.0	0.0	47.1
200-300	1.6	0.9	3.3	5.9	7.9	10.9	4.5	2.1	0.6	0.2	0.0	0.0	38.0
300-500	1.4	0.8	3.0	5.4	7.3	10.0	4.1	1.9	0.6	0.2	0.0	0.0	34.8
500-600	1.3	0.7	2.7	4.8	6.5	9.0	3.7	1.7	0.5	0.2	0.0	0.0	31.1
600-700	1.2	0.7	2.6	4.7	6.3	8.7	3.6	1.7	0.5	0.2	0.0	0.0	30.2
700-1000	1.1	0.6	2.3	4.1	5.5	7.6	3.1	1.5	0.4	0.1	0.0	0.0	26.4

5.5 CICLOS Y TENDENCIAS

Los ciclos y tendencias de las series hidrológicas deben ser motivo de investigación, sobre todo para no generar falsas conclusiones.

Cuando se cuenta con series de datos de caudales extensos, 40 ó más años, la visualización del hidrograma continuo e incluso, la curva de masa de volúmenes da una primera idea de la existencia de tendencias en diferentes períodos, sin embargo, es necesario realizar un análisis estadístico que indique cambios permanentes que sean o no significativos. De hecho existe en la sociedad (incluso a veces a nivel profesional) una suerte de amnesia sobre eventos históricos de magnitud que han ocurrido en el pasado o falsas (simplistas) interpretaciones de la realidad, basadas en datos de períodos cortos.

Por otra parte, una consideración importante es el avance tecnológico que proporciona instrumentos de medición (satélites por ejemplo), lo cual agrega densidad y exactitud a los datos de series muy cortas, pero que su uso resulta inadecuado en extrapolaciones a largo plazo.

No es el objetivo de este libro incursionar sobre la variación climática, pero desde el punto de vista hidrológico es importante rescatar ciertas definiciones de la Organización Meteorológica Mundial a tener en cuenta en el análisis de tendencias:

- Ciclo Climático: es un cambio a gran escala determinado por causas geológicas y modificaciones del relieve terrestre, cuya duración es superior al millón de años.
- Cambio Climático: está relacionado con los cambios periódicos de la órbita terrestre en relación al sol. La escala temporal se sitúa entre los 10 mil y el millón de años.
- Fluctuación Climática: provocada por las cuasi periódicas variaciones de la emisión de energía solar, la ralentización (disminución del ritmo) de la circulación oceánica en las capas profundas y los mecanismos terrestres de retroalimentación (“feedback”). La escala temporal varía entre la década y el milenio.

- Interacciones: consistentes en pulsaciones erráticas causadas por la relación tierra-atmósfera-océanos, cuya duración es inferior a 10 años.
- Alteraciones climáticas: referidas a cualquier alteración por las actividades humanas. Su duración es de 10 ó más años.

Se hace referencia también a que existe un acuerdo entre los diversos autores que hasta los años 1950, las variaciones se podían asignar a efectos naturales, pero que a partir de 1970 es cada vez mayor la influencia de la acción antrópica, como consecuencia de la emisión de contaminantes a la atmósfera. Dicho efecto se nota mas a nivel urbano.

En relación a la escala del diseño hidrológico, se indicará un ejemplo de lo que fue una interpretación apresurada de un presunto cambio en el comportamiento del río Mendoza (Argentina). Figura 5.10,

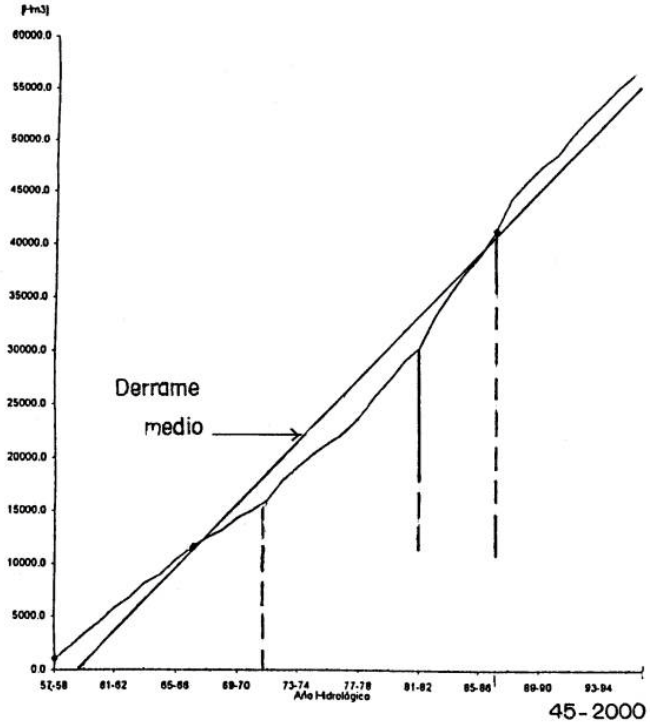


Figura 5.10 Curva de masa de derrames del río Mendoza en Guido

Observando el período 57-58 al 71-72 se nota una clara tendencia negativa del río. Ahora bien en esos años (69-71), se hicieron análisis simplistas de esa tendencia, elaborando y divulgando falsas conclusiones en relación al futuro de la oferta hídrica en la región.

Luego el río empieza un período estable y a partir de 1981 recupera su derrame medio, el cual se hace francamente positivo hasta el 85-86 y desde entonces mantiene su módulo alrededor del valor medio hasta el 95-2000 (con escasas diferencias anuales).

Este pronóstico herrado trajo preocupación en la población en general y en los productores agrícolas, que usan para riego las aguas del río Mendoza, en particular con las consecuencias de dudas sobre el futuro de la agricultura en la zona, Afortunadamente la recuperación paulatina y persistente de los escurrimientos del río trajo tranquilidad en la región aunque sirvió para generar conciencia sobre la necesidad de regular el río con uno o varios embalses. Condición esta que se concreta 20 años después.

Desde el punto de vista de la estadística hidrológica se deben establecer conceptos que resultan básicos.

Homogeneidad Estadística: Una serie de tiempo es homogénea si eventos idénticos tienen igual probabilidad de ocurrir en todos los tiempos. En hidrología estrictamente, series homogéneas en el tiempo son prácticamente inexistentes debido a que están los eventos hidrológicos afectados por causas naturales y artificiales. Esas variaciones dan lugar a los conceptos de: tendencia, periodicidad, persistencia y ciclos.

Tendencia se define como un cambio sistemático y continuo de la muestra en cualquier parámetro de la serie, excluyendo cambios periódicos.

Existen no obstante ambigüedades en estos conceptos, como se ha mencionado, y un aumento hacia arriba o hacia debajo de la temperatura media o del módulo de un río por ejemplo, no se puede definir simplemente como una tendencia si no hay una significación estadística demostrada.

Debido a la variación estacional en la mayoría de los fenómenos hidrológicos, se toma el año como el hidrológico y no el calendario para el archivo y análisis de datos hidrológicos. En Italia, el año hidrológico comienza en octubre y se extiende hasta septiembre. En Argentina, para escurrimientos fluviales el año hidrológico se considera desde septiembre a agosto, en algunos ríos como en el Río Mendoza, y desde julio a junio en otros. Esto está relacionado con las condiciones climáticas de periodos de lluvia o de acumulación y fusión de nieve en los ríos de régimen nival.

La persistencia: en hidrología se refiere al fenómeno de arrastre que presentan fundamentalmente los ríos como consecuencia de condiciones climáticas antecedentes, esto se tiene en cuenta también para la selección del año hidrológico. En ríos de régimen pluvio-nival este fenómeno es muy notorio, así en un invierno con fuerte acumulación nívea en cuencas altas y lluvia en las cuencas mas bajas producirá un efecto inmediato en la producción de crecientes pluviales, en ese mismo invierno, pero la fuerte acumulación nívea, ocasionará un aumento de los escurrimientos en la primavera inmediata y un consiguiente incremento del flujo base para el año hidrológico siguiente, es decir un arrastre de la condición del invierno anterior.

Si bien no hay regla fija que se pueda establecer con certeza, lo cierto es que debido a la persistencia, años húmedos y años secos tienden a presentarse respectivamente agrupados. La magnitud de esta persistencia se puede determinar por análisis de autocorrelación de la serie para diversos períodos y correlogramas.

El USWRC, (1982) realizó un proyecto calculando los coeficientes de autocorrelación para caudales máximos medios anuales en todas las estaciones y concluye que: “Si existieran tendencias o ciclos en una parte substancial de los datos, debería notarse un neto promedio positivo de autocorrelación para todas las estaciones.

La investigación de las propiedades secuenciales de series de tiempo por autocorrelación o correlación seriada, se usa en hidrología.(Yevjevich, 1972)

Autocorrelación

El procedimiento se usa para determinar la dependencia lineal de los valores sucesivos de una serie (x) desplazados en el tiempo o de dos series (x,y) desplazadas en el tiempo (correlación cruzada).

Si bien existen métodos estadísticos más robustos para este estudio, la autocorrelación es útil en hidrología, siempre que sea adecuadamente aplicada.

La definición de coeficientes de autocorrelación y de correlogramas en series hidrológicas se representan por un proceso continuo (X_t) La Figura 5.11 es la representación de una serie continua de longitud T con dos valores X_t y X_{t+k}, apartadas en un tiempo t

Si se supone un desplazamiento en el tiempo k, el coeficiente de correlación de orden k, se define como el producto - momento de los coeficientes de correlación de dos series de datos que están desfasados en un intervalo k.
En la Figura 5.11, la longitud total de la serie es T (N es la serie de datos) k es el desplazamiento que se adopta, puede ser k = 1, 2, 3....etc.

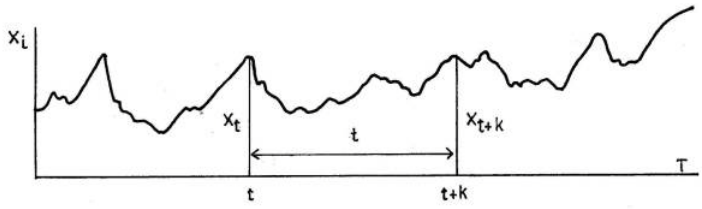


Figura 5.11 Representación de una serie continua para la definición de coeficiente de autocorrelación y correlograma.
En aplicaciones practicas el coeficiente de autocorrelación (r_k) se estima en hidrología como:

$$r_k = \frac{Cov(x_N x_{N+k})}{(Var\, x._N . Var\, x_{N+k})^{1/2}} \qquad (5.17)$$

Cov es Covarianza
Var es Varianza (Capítulo 4)
X_N es la serie de datos N
X_{N+k} es la serie de datos N+k (incluye el desplazamiento de la serie)

Las series hidrológicas de tiempo pueden considerarse compuestas por dos componentes, una determinística y otra aleatoria. El elemento determinístico se dice que existe cuando las observaciones separadas por k unidades de tiempo son dependientes. Si X_N depende linealmente de los valores de X_{N+k} entonces el coeficiente de correlación entre X_N y X_{N+k}se puede tomar como una medida de esa dependencia. Este coeficiente se denomina coeficiente seriado de correlación de orden k.
Ahora bien, si en una serie de tiempo de caudales, por ejemplo, se remueven los elementos atribuibles a una variación estacional y una tendencia, se tendrá en general una serie que oscila alrededor de un valor constante. Este movimiento puede ser muy pequeño o no existir como en el caso las series formadas por tendencias estacionales o existir que es el caso de la serie enteramente oscilatoria. El elemento determinístico puede estar compuesto por una tendencia (o movimiento a largo termino) y una oscilación alrededor de esa tendencia. El primer paso en el análisis de una serie de tiempo es la separación del elemento determinístico del aleatorio.
En series hidrológicas, como se dijo anteriormente, la tendencia es un suave movimiento de la serie en sentido positivo o negativo. La secuencia de valores es, en general oscilatoria (Figura 5.11). Si además de esa oscilación existe un aumento o disminución permanente se puede definir una tendencia. Sin embargo como se expresó para el caso del río Mendoza en la serie 57-58 a 95-2000 (Figura 5.10) no se debe establecer, sobre todo en períodos cortos, que una tendencia realmente exista puesto que puede ser producto de una larga y suave oscilación, muchas veces estacionales. Un comportamiento oscilatorio se puede interpretar como un comportamiento cíclico. En una oscilación la amplitud y el intervalo de tiempo entre un máximo y un mínimo se distribuyen alrededor del valor medio. Una serie de tiempo, cíclica es oscilatoria, pero una serie oscilatoria no es necesariamente cíclica. (Kendall et.al. III, 1968)

"Si existen tendencias o ciclos en una parte sustancial de los datos de una serie, por ejemplo de caudales de un río, debe haber un coeficiente de autocorrelación significativo en dos series desplazadas en el tiempo." (USWRC, 1976).
La relación $r_k = f(k)$ se llama función de autocorrelación o simplemente correlograma
El correlograma es la representación gráfica de los coeficientes de correlación en función de un desplazamiento k (figura 5.12)

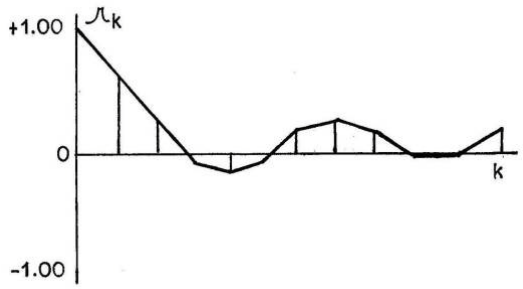


Figura 5.12 Correlograma discreto o función de autocorrelación (r_k) de una variable de una serie discreta con desplazamiento k

Como indica la Figura 5.12 correlogramas discretos se representan gráficamente ya sea con barras verticales para cada r_k y los valores enteros de k=0,1,2,.... o los puntos finales de las r_k ordenadas se conectan con una poligonal, como muestra la Figura 5.12.
El uso de correlogramas para investigar series hidrológicas se basa en su analogía con correlogramas de procesos estocásticos conocidos y comparación visual. Para la aplicación de esta analogía se deben conocer correlogramas de muchos tipos de series Por una inspección visual y luego por inferencia estadística se puede determinar cuando un correlograma computado para una serie hidrológica se aproxima o no a un correlograma de un proceso conocido (Kendall et al, III 1968) o comparación de correlogramas de series de tiempo de caudales de diferentes ríos (Yevjevich, 1972).
El correlograma teórico de series muy largas debería dar indicación del proceso de amortiguación de las oscilaciones. Si r_1 es positivo el correlograma debería decrecer desde $r_0=1$ hasta $r_\infty = 0$. Si r_1 es negativo el correlograma oscilará con un periodo unitario alrededor de la abscisa en forma decreciente pero sin que la amplitud se elimine.
En la práctica el número de observaciones es, en relación a la población, pequeño, por lo tanto los correlogramas muestran menos oscilación que el teórico por la influencia de errores de muestreo que aumentan los coeficientes de correlación.
El uso actual de correlogramas en hidrología se basa en la comparación visual de correlogramas reales de la serie con correlogramas teóricos generados por un proceso estocástico conocido. Esto permite definir que modelo matemático puede ajustar o se aproxima mejor a la serie en estudio.

Ejemplo 5.8

Calcular el coeficiente de autocorrelación de los caudales medios anuales del río Mendoza (Tabla 5.8) para un desfasaje en el tiempo de un año.

Solución :

Tabla 5.28 Cálculo del coeficiente de autocorrelacion para k=1

X_i (1)	$X_{(i+1)}$ (2)	X_i^2 (3)	$(X_{(i+1)})^2$ (4)	$X_i \cdot X_{(i+1)}$ (5)
29.3	32.8	858.5	1075.8	961.0
32.8	33.8	1075.8	1142.4	1108.6
33.8	38.9	1142.4	1513.2	1314.8
38.9	34.5	1513.2	1190.3	1342.1
34.5	42.0	1190.3	1764.0	1449.0
42.0	30.8	1764.0	948.6	1293.6
30.8	46.0	948.6	2116.0	1416.8
46.0	26.8	2116.0	718.2	1232.8
26.8	43.9	718.2	1927.2	1176.5
43.9	34.9	1927.2	1218.0	1532.1
34.9	29.8	1218.0	888.0	1040.0
29.8	23.7	888.0	561.7	706.3
23.7	36.8	561.7	1354.2	872.2
36.8	23.3	1354.2	542.9	857.4
23.3	31.9	542.9	1017.6	743.3
31.9	59.9	1017.6	3588.0	1910.8
59.9	40.7	3588.0	1656.5	2437.9
40.7	39.7	1656.5	1576.1	1615.8
39.7	31.9	1576.1	1017.6	1266.4
31.9	27.6	1017.6	761.8	880.4
27.6	49.8	761.8	2480.0	1374.5
49.8	61.7	2480.0	3806.9	3072.7
61.7	48.8	3806.9	2381.4	3011.0
48.8	56.7	2381.4	3214.9	2767.0
56.7	39.9	3214.9	1592.0	2262.3
39.9	91.9	1592.0	8445.6	3666.8
91.9	71.5	8445.6	5112.3	6570.9
71.5	60.7	5112.3	3684.5	4340.1
60.7	50.5	3684.5	2550.3	3065.4
50.5	73.2	2550.3	5358.2	3696.6
73.2	94.0	5358.2	8836.0	6880.8
94.0	51.9	8836.0	2693.6	4878.6
51.9	44.4	2693.6	1971.4	2304.4
44.4	38.0	1971.4	1444.0	1687.2
38.0	59.0	14444.0	3481.0	2242.0
59.0	49.0	3481.0	2401.0	2891.0
49.0	45.3	2401.0	2052.1	2219.7
45.3	49.9	2052.1	2490.0	2260.5
1725.3	1745.9	88941.9	90573.5	84349.1
46.63	47.19	2404	2448	2279

N = 38 años *K = 1* *N- K = 37 años*	*2279-(46.63)(47.19) = 79* *$((2404-(46.63)^2)^{0.5}$ = $(2404-2174)^{0.5}$= 15.16* *$((2448-(47.19)^2)^{0.5}$ = $(2448-2226)^{0.5}$= 14.89* *(15.16).(14.89) = 225 r_k = 79/225 = 0.35*

*El bajo coeficiente de autocorrelación de grado 1 (1 año en este ejemplo) indica que no hay persistencia de los caudales de un año a otro, lo cual en el caso de este río es correcto***.**

Correlaciones seriadas

Un estudio de correlaciones seriadas indica si la tendencia de alrededor de la media se autoperpetua. En series hidrológicas no aleatorias, el coeficiente de correlación r, es normalmente positivo y alto lo cual significa que a valores altos o bajos de x tienden a seguir valores altos o bajos respectivamente por lo tanto los valores de x_i no dan nueva información sobre las fluctuaciones alrededor de la media. La cantidad de información sobre fluctuaciones que se obtiene es inversamente proporcional a r_1. Si $r_1 = 0$, cada evento sucesivo brinda nueva información, si $r_1=1$, cada evento sucesivo, no da nueva información.

Promedios móviles

El método de promedios móviles para detectar tendencias sigue siendo un clásico en hidrología. Consiste en encontrar un polinomio que ajuste a parte de los registros de la serie en estudio obteniendo así diferentes polinomios para cada una de las partes seleccionadas.
Para eliminar una tendencia (si existe) se deben sacar las irregularidades. Si se tienen N observaciones x_1, x_2, x_3,....x_N tomadas con un dt constante, el método en determina promedios solapados de m sucesivos valores promedio.

Si se toma m = 3 será:

$$y_2 = \frac{b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3}{3} \tag{5.18}$$

$$y_3 = \frac{b_1 x_2 + b_2 x_3 + b_3 x_4}{3} \tag{5.19}$$

$$y_4 = \frac{b_1 x_3 + b_2 x_4 + b_3 x_5}{3} \tag{5.20}$$

$$y_{N-1} = \frac{b_1 x_{N-2} + b_2 x_{N-1} + b_3 x_N}{3} \tag{5.21}$$

Donde x_i son los datos e y_i los valores corregidos de x_i. Los valores de b_i se eligen de modo de suavizar la serie, preservando el balance, por ejemplo si m = 3 se debe cumplir que:

$$\sum_{i=1}^{m} b_i = 3$$

El caso más simple de promedios es cuando todos los b_i son iguales a 1. No obstante se puede intentar con diferentes combinaciones de b_i por ejemplo para

$$m = 3 \quad b_1 = 0.75,\ b_2 = 1.50,\ b_3 = 0.75$$

Los valores de b_i se pueden calcular también por mínimos cuadrados como b_i son funciones de un polinomio de orden p para 2 m + 1 puntos .
Los pesos b_i pueden ser positivos o negativos. Es conveniente seleccionar valores impares de m, de modo que los valores de y correspondan a un tiempo en el medio de los valores de x que han sido promediados.
Si se aplica en una serie de N valores promediados en grupos de m términos la secuencia será de N-2n términos donde

$$n = \frac{(m-1)}{2}$$

Así si m=3 y n=1, luego un termino se pierde al inicio y otro al final (tal como se ve en la secuencia $y_2....y_{N-1}$).
Luego de establecer la tendencia, ella se puede remover de los datos. Una forma de removerla es tomar como nueva variable la desviación alrededor de la línea de tendencia.
La técnica del promedio móvil debe usarse con precaución debido a las dificultades inherentes tanto a la distorsión de los componentes periódicos en varios parámetros, como las pseudo oscilaciones que se producen al remover el componente estocástico, el cual se pierde en forma simultánea con la remoción de la tendencia. Actualmente la existencia de importante software, permite usar los métodos de inferencia estadística, en la detección de tendencias en series hidrológicas, mejor que el de promedios móviles.

5.6 ANALISIS REGIONAL DE CAUDALES MÁXIMOS-ÍNDICE DE CRECIENTES

El método del índice de crecientes es un método de análisis regional de frecuencia propuesto por Dalrymple (1960), que plantea una forma de obtener una curva regional de crecientes, válida para una zona hidrológicamente homogénea. Los pasos a seguir son los siguientes:

*Se identifican los máximos caudales anuales o creciente anual, para cada estación j de ríos no regulados (Q_j);
*Se llevan a distribución Gumbel los datos de cada estación y se individualiza gráficamente una curva suave por los valores dibujados;
*De cada gráfico se obtienen los caudales correspondientes a los períodos de retorno de 2,33 y 10 años $Q_{2,33}$ y Q_{10}:respectivamente el primero se considera el correspondiente a la creciente media anual;
*Se aplica el test de homogeneidad de Langbein (U.S. Geological Survey, 1960) para definir si el grupo de estaciones elegidos pertenecen a una región homogénea;

*Se obtienen estimaciones gráficas de caudales máximos Q_{Tj} para cada estación j y para distintos tiempos de retorno T_R
*Se calculan los "índices de crecientes" en cada estación j para cada tiempo de retorno elegido así:

$$X_{T\,rj} = \frac{Q_{T\,rj}}{Q_{2.33\,j}} \qquad (5.22)$$

*Se obtiene la media de los X_{TR} para cada tiempo de retorno T_R
* Se ajustan las series mediante la distribución de Gumbel
*Finalmente se estima el valor de $Q_{2,33}$ de cada sitio de interés ya sea con datos del mismo o bien a partir de alguna característica de su cuenca analizada en forma estadística regional.
Dalrymple considera que la media aritmética de los caudales máximos da un mayor peso a las crecientes medias que a las extremas que tienen errores de muestreo grandes. Por este motivo es que adopta el valor $Q_{2,33}$ como media anual, valor más estable y confiable ya que no está influenciado por la inclusión o exclusión de una gran creciente. (capítulo 4).En el CD se ilustra un ejemplo de índice de crecientes.
El test de homogeneidad hidrológica de Langbein considera que un grupo de estaciones son hidrológicamente homogéneas cuando las diferencias encontradas en la estimación de la creciente correspondiente a 10 años de período de retorno pueden atribuirse a la naturaleza aleatoria de la información. Se definen los límites para la región de rechazo, los cuales son función del período de retorno (TR) calculado para la creciente decenal de la estación de medición y la longitud del registro de la misma (n). En este test se grafica el periodo de retorno en las ordenadas y la longitud del registro en las abscisas. Se define una zona delimitada por dos curvas dentro de las cuales deben quedar las estaciones, que se consideran homogéneas. Las curvas superior e inferior se obtienen aplicando las siguientes ecuaciones para los diferentes valores de n, y T_R.

Limite superior es $y_s = y_{10} + 2\,\sigma_y$
Limite inferior es $y_i = y_{10} - 2\,\sigma_y$

Donde y_{10} es: 2.250, valor de la variable reducida de la distribución Gumbel de valores

extremos para T_R = 10 años (capitulo 4)
σ_y es la desviación estándar de la variable reducida, y_n (capitulo 4)

Definidos los límites resta solo encontrar los pares de valores T_R y n correspondientes a cada estación para corroborar cuales son hidrológicamente homogéneas.

5.7 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE METEOROLÓGICA

La precipitación máxima probable meteorológica, se la llamó en un principio precipitación máxima posible (Knox, J., 1960) y se define como " La mayor precipitación para una determinada duración, meteorológicamente posible, para una tormenta de una cierta extensión (tamaño) en un lugar particular y en una determinada época del año" (WMO, 1986).
Esta PMP meteorológica se calcula maximizando la posibilidad del contenido de agua precipitable en la atmósfera de un lugar en una determinada época del año.

Para el diseño de grandes estructuras (especialmente presas) donde la falla de la misma puede tener consecuencias catastróficas, se hace necesario calcular la precipitación y la consecuente crecida con un alto grado de seguridad dentro de los límites físicamente posibles para las condiciones atmosféricas del lugar de emplazamiento.
Los métodos estadísticos (Capitulos 4 y 5), ampliamente usados, realizan extrapolaciones hasta tiempos de recurrencia 10000 años o mas para calcular la PMP. Esto resulta cuestionable - porque los registros de datos son en general mucho mas cortos- aún cuando se usen métodos estadísticos altamente sofisticados y modelos de generación de series de caudales.
En cuanto a los métodos de maximización meteorológica existe el concepto en meteorología y en hidrología, que debe existir para cada región un límite físico, un umbral superior, para la máxima precipitación que puede ocurrir. La dificultad está en la estimación real de ese límite, teniendo en cuenta que tales eventos extremos pueden ser raramente medidos apropiadamente. Cuando ocurren eventos importantes y además se los puede medir y definir en espacio y tiempo esos deben ser altamente considerados para un estudio de la obtención de la PMP y la consecuente crecida máxima probable CMP. Es por ello que los métodos conocidos de transposición de tormentas maximizadas estadísticamente son de valor en diseño hidrológico.
Es importante destacar que aún hoy los mecanismos de las tormentas y la eficiencia de las mismas para producir precipitaciones siguen siendo inadecuados, como para poder tener la certeza de evaluar ajustadamente las precipitaciones extremas.
En base a observaciones de lluvias extremas registradas en diversos lugares del mundo WMO, 1986) se ha intentado una ecuación de regresión (OMM, 1982 ; Chow et al, 1994).

$$P= 422\ (D)^{0.475} \qquad (5.29)$$

Donde P= precipitación total en milímetros
D= duración de la lluvia en horas y fracción

La ecuación tiene una falencia muy importante porque los datos provienen de lugares con condiciones geográficas y climáticas diversas y una lluvia de una hora, por ejemplo puede ser que llegue a 400 o 500 mm. en India o en Centroamérica pero difícilmente en regiones áridas y semiáridas de zonas templadas.
La figura 5.13 (Robinson, 2000) es más útil porque define dos rectas de valores máximos. Una semejante a la de la ecuación anterior y otra mas puntual para el Reino Unido de Gran Bretaña.

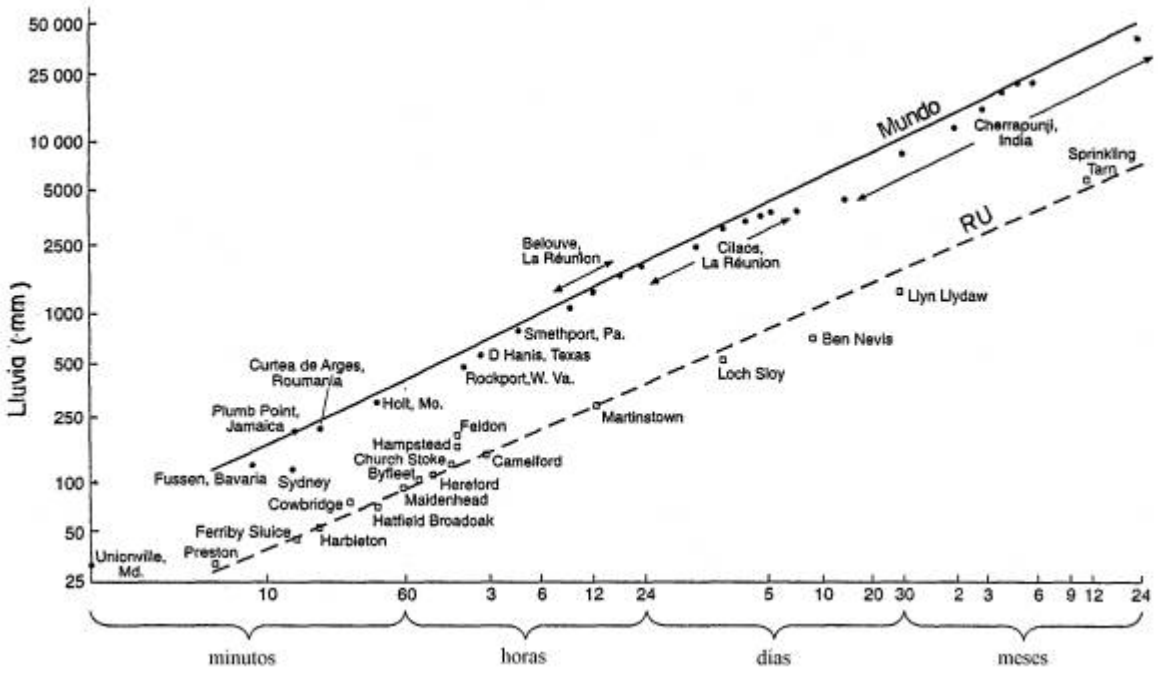


Figura 5.13 Valores máximos de lluvia registrados en el mundo y en el Reino Unido

Tabla 5.29 Localización, fechas y cantidades de registros de lluvias de distintas duraciones (Dingman, 2002).

Duración	Lámina (mm)	Localidad	Fecha
1 min	38	Barot, Guadeloupe	Nov 26, 1970
8 min	126	Füssen, Bavaria	May 25,1920
15 min	198	Plumb Point, Jamaica	May 12,1916
20 min	206	Curtea- de – Arges, Roumania	Jul 7, 1889
42 min	305	Holt, MO	Jun 22, 1947
2 h 10 min	483	Rockport, WV	Jul 18, 1889
2 h 45 min	559	D'Hanis, TX (17 mi NNW)	May 31,1935
4 h 30 min	782	Smethport, PA	Jul 18, 1942
9h	1087	Belouve, Réunion	Feb 28, 1964
12 h	1340	Belouve, Réunion	Feb 28-29, 1964
18h 30 min	1689	Belouve, Réunion	Feb 28-29, 1964
24h	1870	Cilaos, Réunion	Mar.15-16, 1952
2 días	2500	Cilaos, Réunion	Mar 15-17, 1952
3 días	3240	Cilaos, Réunion	Mar 15-18, 1952
4 días	3721	Cherrapunji, India	Sep 12-15, 1974
5 días	3854	Cilaos, Réunion	Mar 13-18, 1952
6 días	4055	Cilaos, Réunion	Mar 13-19, 1952
7 días	4110	Cilaos, Réunion	Mar 12-19, 1952
8 días	4130	Cilaos, Réunion	Mar 11-19, 1952
15 días	4798	Cherrapunji, India	Jun 24 – Jul 8, 1931
31 días	9300	Cherrapunji, India	Jul 1861
2 meses	12767	Cherrapunji, India	Jun- Jul, 1861
3 meses	16369	Cherrapunji, India	May- Jul, 1861
4 meses	18738	Cherrapunji, India	Abr- Jul, 1861
5 meses	20412	Cherrapunji, India	Abr- Ago, 1861
6 meses	22454	Cherrapunji, India	Abr- Sep, 1861
11 meses	22990	Cherrapunji, India	Ene- Nov 1861
1 año	26461	Cherrapunji, India	Ago 1860 – Jul 1861
2 años	40768	Cherrapunji, India	1860 – 1861

Los procedimientos de calculo de la PMP meteorológica requieren del conocimiento de conceptos de la humedad atmosférica de agua precipitable que se exponen en el capitulo 2 y en el CD.
Los procedimientos que se desarrollan dan pautas generales que deberán ser adaptados a la información disponible y condiciones meteorológicas de las tormentas máximas en la región (época del año, tipo de tormenta convectiva o frontal duración, distribución espacial, condiciones topográficas y de clima)
Un concepto que es común, es la maximización del contenido de humedad en la atmósfera en relación con tormentas históricas importantes ocurridas y registradas en la región.
Esto significa que cualquier estudio de PMP, PMPm o TSP (Tormenta Standard de Proyecto) requerirá el contar con datos observados en el área de lluvias históricas trascendentes y de las condiciones atmosféricas antecedentes.
Resulta entonces claro que los estudios tradicionales de Lámina-Duración-Frecuencia, Lámina-Área y Distribución en el tiempo resultan claramente necesarios como estudios antecedentes a la PMPm.
El criterio de movimiento vertical, la condensación de la humedad, el promedio de humedad específica y agua precipitable, en capas sucesivas de mayor elevación, son conceptos fundamentales.
Está confirmado por observaciones atmosféricas, cada día más precisas, que la tasa pseudoadiabática de variación de la temperatura al ascender una masa de aire húmedo de la cual se genera la precipitación es muy aproximada a la realidad.
Ahora bien, los contenidos máximos de humedad en la atmósfera se estiman con bastante precisión para diferentes climas y localidades. Sin embargo, no hay por el momento métodos empíricos o teóricos para asignar valores máximos de convergencia o movimiento vertical. La solución practica posible a esta incógnita es la de usar de base, valores registrados de tormentas máximas causantes de eventos extraordinarios.
Estas tormentas extremas son sin duda indicadores reales de tasas máximas de convergencia, de movimientos horizontales y de movimientos verticales, que conjuntamente con la humedad específica, son los mecanismos de producción de tormentas.

Estimación de la humedad atmosférica

Considerando que la mayor parte de los tormentas históricas registradas pueden ocurrir antes de la obtención de datos de sondeos de temperatura y humedad en las altas capas atmosféricas, por lo tanto cualquier índice de humedad atmosférico debe ser obtenido de observaciones de superficie antes de la tormenta.
Además, y muy importante, los radiosondeos en general son espaciados (por ejemplo, el radiosondeo puede ser matutino y la tormenta ocurrir a la tarde 10 ó 12 horas después) y geográficamente no constituyen una red densa.
Afortunadamente, la humedad en las capas inferiores de la atmósfera es la más importante en la producción de lluvias y es el volumen de aire que asciende y genera la precipitación. Se ha demostrado teóricamente que en todos los casos de lluvias extremas el ascenso desde superficie es tan grande que en alrededor de una hora o menos, la masa de aire, originalmente en superficie, asciende hasta los niveles más altos que pueden producir lluvia (alrededor de 5000 m).

Lo normal es que el aire con humedad ascienda por la adiabática seca hasta el punto en que por enfriamiento, la humedad contenida alcanza su punto de rocío, desde ese nivel de condensación (base de la nube), el aire asciende por la adiabática húmeda hasta encontrar el nivel de 0ºC.
Esta capa (entre el nivel de condensación y el nivel de 0ºC es la "capa cálida" de la nube de agua líquida (generalmente en latitudes medias alrededor de 4500 metros s.n.m.) (Figura 2.2)
Resulta claro que la mayor cantidad de agua precipitable se tendrá cuando el nivel de condensación esté a baja altura**.** Por esta razón para maximizar se postula una atmósfera saturada pseudoadiabática desde la superficie.

Punto de rocío de superficie (T_d) como índice de humedad

Para la maximización de la tormenta se necesitan dos parámetros de saturación adiabática.
*Distribución vertical de la temperatura en la tormenta
*El valor mas "cálido" de saturación adiabática que puede llegar a ocurrir en un lugar en determinada época del año
La saturación adiabática se obtiene con el punto de rocío.
El punto de rocío (T_d) se obtiene por medición en psicrómetros o con los valores de temperatura ambiente y humedad relativa en el ábaco de carta psicrometrica. que se muestra en el CD.
Ahora bién, ¿Cómo se sabe el valor máximo que puede darse de T_d en un lugar en una época del año?.
De los registros de los Servicios Meteorológicos si hay valores históricos se considera el máximo de ese periodo. Si la elevación del lugar es diferente de 0 a 300 m (igual a 1000 hpa de presión) se la reduce a 0 metros con el gráfico de la Figura 5.14 (WMO, 1986).

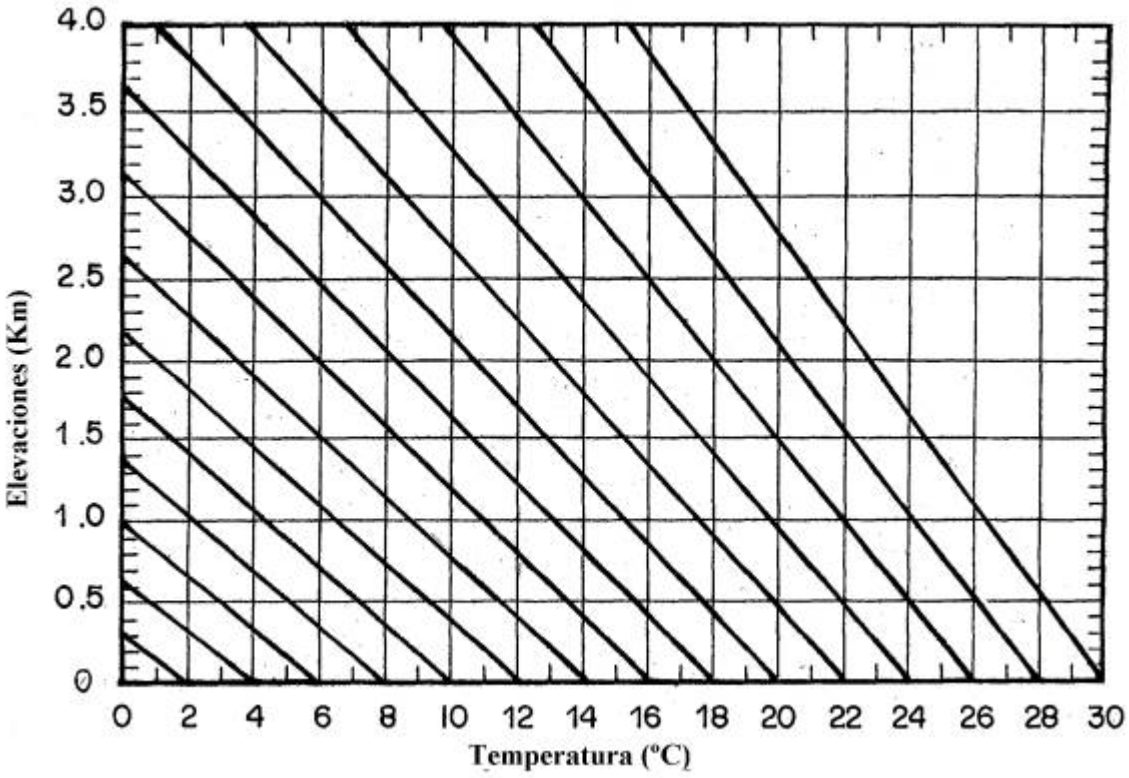


Figura 5.14 Reducción de la temperatura del punto de rocío, T_d, para diferentes elevaciones (km) en referencia al nivel del mar (0 Km). Se supone una atmósfera pseudo adiabática

Persistencia del punto de rocío

Como el flujo de aire húmedo es de efecto apreciable en la precipitación que produce la tormenta, ese flujo debe ser tal que persista por horas.
Para ello se toma aquel valor persistente durante 12 horas como indica el cuadro que sigue con un ejemplo numérico indicativo (Tabla 5.30).

Tabla 5.30

Hora	00	06	12	18	00	06	12	18
Td(ºC)	22	22	23	**24**	**26**	**24**	20	21

Para maximizar esto se toman valores registrados para un determinado mes (el mes en el cual se quiere maximizar la tormenta) y se hace un estudio de frecuencia tomando el de T_R = 100 años.

Maximización del Punto de rocío

- Determinación del máximo punto de rocío en superficie persistente en 12 horas para cada estación .
- Reducción a 1000 hPa.
- Valor medio areal del máximo punto de rocío histórico en superficie persistente 12 horas (reducido a 1000hPa) para cada tormenta. Se pueden construir mapas con isolineas.
- Maximización del punto de rocío para 100 años de recurrencia.
- Reducción a 1000 hPa.

- Valor medio areal (de los mapas con isolineas)
- Cálculo del agua precipitable
- Tormentas maximizadas

Para maxinizar la tormenta una vez que se tiene el coeficiente de maximización se puede proceder de dos formas diferentes:

- Se puede multiplicar cada punto y trazar nuevos mapas de isoyetas
- Se puede multiplicar el promedio de cada subcuenca.

Ajuste por elevación

Si el lugar geográfico de la tormenta está por encimo de 300 msnm. Se debe hacer un ajuste del Punto de rocío por elevación.

Ajuste por cadenas montañosas

Si el aporte de aire húmedo es interferido por barreras montañosas, se debe hacer también un ajuste del agua precipitable.

Existen otros ajustes que se pueden consultar en WMO (1986) .

Maximización de la tormenta

La maximización consiste en multiplicar los valores de la tormenta histórica (o las tormentas) por los coeficientes de maximización que se hayan obtenido para cada una de ellas. Este coeficiente (Rm) resulta del cociente entre el máximo valor estimado de agua precipitable (Wm) y el valor calculado para la tormenta (Wt).

$Rm = Wm/Wt$

En el CD se desarrolla un ejemplo (5 CD 4) de calculo de la Tormenta de Proyecto por el método de maximización meteorológico.

Conceptos adicionales de la PMP

Cuando se tiene información como para estimar las PMP con la metodología recién expuesta esa es la practica de diseño hidrológico que se debe aplicar. Cuando eso no es posible por datos insuficientes hay algunos conceptos empíricos que se pueden considerar.

De acuerdo a estudios realizados en California (Knox,1960) la PMP fue determinada como la máxima precipitación registrada multiplicada por 2.75. Este factor de maximización tiene cierta semejanza con los determinados en base a un análisis meteorológico en la cuenca del Rio Limay en Patagonia norte (Argentina) (INA-ORSEP, 2002) que obtiene coeficientes de maximización de 9 tormentas que va desde un valor mínimo de 1.40 a un máximo de 2.51.

En estudios en Mendoza (Argentina) para la cuenca del Rio Mendoza se aplicó el coeficiente de 2.75 sobre una tormenta registrada de 110 mm en 90 minutos que dio una PMP de 302 mm en 90 minutos . esto está de acuerdo a los valores que para 60 y 90 minutos se obtienen de la Figura 5.13.

5.8 CRECIENTE MÁXIMA PROBABLE

Desde el punto de vista teórico la Creciente Máxima Probable (CMP) se presenta como aquella creciente que se puede esperar en relación con la más severa combinación de condiciones

meteorológicas e hidrológicas, razonablemente posibles de acuerdo a las condiciones físicas de la región.
Si se consideran la conjunción de factores adversos, como ser máxima precipitación posible en base a condiciones de agua precipitable, máxima lluvia antecedente, o en cuencas nivales, veranos de altas temperaturas seguido de inviernos con alta y extensa caída de nieve y suelos saturados, se obtienen valores de caudales y volúmenes que son generalmente manejables pero a un alto costo económico.
Es por ello que resulta de gran importancia en diseño hidrológico el concepto de riesgo de falla (Capítulo 4).
Si se tienen caudales históricos los métodos vistos en el capitulo 4 resuelven el problema.

Si no hay datos de caudales en cuencas pluviales, se trabaja con la precipitación histórica o con la generada con análisis de I-D-F y tormentas de proyecto y generación de hidrogramas (Capítulo 7)

5.9 GENERACIÓN REGIONAL DE TEMPERATURAS

Un método de generación de temperaturas para diferentes cotas, latitudes y épocas del año resulta muy útil en los estudios de cuencas de régimen nival.
En el proceso de rellenado de series de temperatura, es habitual el uso de un ajuste por altitud, expresado por la corrección:

$$\Delta t = \frac{\gamma \cdot (h_o - h_i)}{100} \qquad (5.24)$$

Donde: Δt es el ajuste en temperatura para la estación i
γ es un grado centígrado, ºC, por cada 100 metros.
$\gamma \approx 0{,}5^o/100$m en adiabática húmeda
$\gamma \approx 1^o/100$ en adiabática seca
h_o es la cota de la estación a utilizar como base del relleno.
h_i es la cota de la estación a rellenar o generar.

Adicionalmente, se ha desarrollado un método de ajuste por latitud e influencia de la insolación (Fernández et al, 1997). El efecto de la insolación y el uso de la radiación neta al borde de la atmósfera se utiliza frecuentemente en estimaciones de la evapotranspiración. En este procedimiento, por analogía, se desarrolla un método que integra este efecto al de la altitud en el relleno o generación de series de tiempo de temperaturas. Para incluir estos efectos, se selecciona la radiación neta al borde de la atmósfera (capítulo 2):

$$R = 916.73(sen\delta \cdot sen\varphi \cdot t_2 + cos\,\delta \cdot cos\,\varphi \cdot sen\, t_2) \qquad (5.25)$$

Donde: R es la radiación neta al borde de la atmósfera en Ly/día (Langley = calorías/cm^2)
δ es la declinación del sol
φ es la latitud del lugar
t_2 es el semiarco diurno, calculado a partir de la expresión:

$$cos\ t_2 = -tan\,\delta \cdot tan\,\varphi \qquad (5.26)$$

La ecuación de la interpolación de temperaturas que se estima por mínimos cuadrados para cada mes, resulta:

$$\Delta t = \gamma \cdot \Delta h + \alpha \cdot \Delta R \qquad (5.27)$$

Donde: Δt es el ajuste de temperatura.

$\gamma\Delta$h es la influencia atmosférica (altitud).

$\alpha\Delta$R es la influencia de la latitud y la época del año.

Es frecuente no contar con buenos datos de temperatura, ni con la densidad adecuada de estaciones en las áreas elevadas de cuencas nivales. El método permite, a partir de una serie de datos confiables de una estación alejada, rellenar y/o generar series en puntos más elevados y distanciados geográficamente

Los modelos de simulación matemática de escorrentía producida por fusión nival trabajan frecuentemente por fajas de altitud. El método permite generar series de temperatura en fajas altitudinales resulta importante introducir el factor de radiación solar definido por la latitud del lugar y la declinación del sol que se complementa con el factor climático de la altitud.

En el CD, se presenta un ejemplo del relleno y generación de series de temperaturas medias diarias en las cuencas de los Ríos Neuquén y Limay (ver el Ejemplo 1 del Capítulo 12).

Ecuación RUSLE

La Ecuación Universal de Pérdida de Suelos es el método más usado para la predicción de pérdida de suelo, fue desarrollado inicialmente para predecir la tasa de erosión en el medio oeste de los Estados Unidos y ahora está adaptada para la estimación en otros países. La ecuación Universal de pérdida de suelos tiene la siguiente forma (*UNAL-UPME*, 2000):

$$E = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P \qquad (5.8c)$$

Donde:*E* es la pérdida anual de suelo por unidad de área en [T/ha].

R es el factor de erosividad de la lluvia en [MJ.mm/ha.h].

K es el factor de erodabilidad del suelo en [T.h/MJ. mm].

L S es el factor topográfico [adimensional].

C es el factor de Cobertura y manejo del suelo [adimensional].

P es el factor por la práctica de conservación [adimensional].

La ecuación (5.8c) se basa en datos de muchos estudios orientados por investigadores del Servicio de Agricultura de los Estados Unidos U. S. Agricultural Scientists. Su desarrollo estuvo liderado por Walter Wischmeir y Dwight Smith, quienes investigaron acerca de la energía de la lluvia y su relación con la pérdida de suelo (Wischmeir et al, 1965). Este Modelo conceptual de erosión, demuestra que la tasa de erosión es una función de las magnitudes relativas a la resistencia de la superficie de la tierra a la erosión y de las fuerzas erosivas aplicadas a la vegetación, la topografía, y la actividad humana que pueden modificar el balance.. Sus parámetros se cuantifican como sigue.

Factor de la erosividad de la lluvia, R

El factor de erosividad de la lluvia cuantifica la capacidad que tiene la lluvia de erosionar un campo desprotegido y se define como una propiedad específica de las lluvias, que puede ser evaluada cuantitativamente como la capacidad potencial de las lluvias para producir erosión en

circunstancias dadas. En este trabajo se empleó para estimar el valor de *R*, fué obtenida mediante regresiones de tipo exponencial entre el valor de precipitación media anual y la erosividad en 139 estaciones distribuidas en Colombia. Su fórmula es:

$$R = 1.19254 \cdot 10^{-5} \cdot PMA^{1.7014} \tag{5.14}$$

Donde, *R* es el factor de erosividad de la lluvia promedio anual en [KJ.mm/m^2.h].

PMA es la precipitación promedio anual [mm].

Factor de erodabilidad del suelo, K

El factor de erodabilidad del suelo representa la resistencia natural que ofrece el suelo, al actuar con los demás factores erosivos; depende del tipo de suelo, de sus características físicas y químicas, de la cantidad de materia orgánica, de la estructura, de la estabilidad de sus agregados, de sus parámetros hidrológicos asociados al almacenamiento, retención, infiltración y flujo de agua y de su composición mineralógica y catiónica

Para la estimación de este factor en la cuenca, se empleó siguiente la expresión basada en estudios de valores de *K* en 255 tipos de suelos, obtenidos a partir de lluvias simuladas y naturales.

$$K = 7.594\left\{0.0034 + 0.0405 \cdot EXP\left[-\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{\log_{10} D_g + 1.659}{0.7101}\right)^2\right]\right\} \tag{5.15}$$

Donde,K es el factor de erodabilidad del suelo en [T.h/MJ. mm]

D_g es el diámetro medio de la partícula de suelo en [mm] definido así:

$$D_g = EXP\left[\sum f_i . \ln(m_i)\right] \tag{5.16}$$

Siendo *i* es el componente de la textura del suelo, Arena o Arcilla.

f_i es la fracción de arena o arcilla.

m es la media aritmética de cada tipo de suelo:

$$\begin{aligned} Arena \quad & m = 1.025 \\ Limo \quad & m = 0.026 \\ Arcilla \quad & m = 0.001 \end{aligned} \tag{5.17}$$

Para su aplicación se emplean mapas de texturas, con los correspondientes perfiles de meteorización (si existen), para obtener una reclasificación de los tipos de suelo de acuerdo al triángulo de texturas (ver figura 5.5) y determinar el porcentaje de arenas, limos y arcillas para cada de ellas. Una vez determinada la cantidad de materiales componentes del suelo se calcula el diámetro medio de la partícula y el factor de erodabilidad para la cuenca mediante las ecuaciones mencionadas.

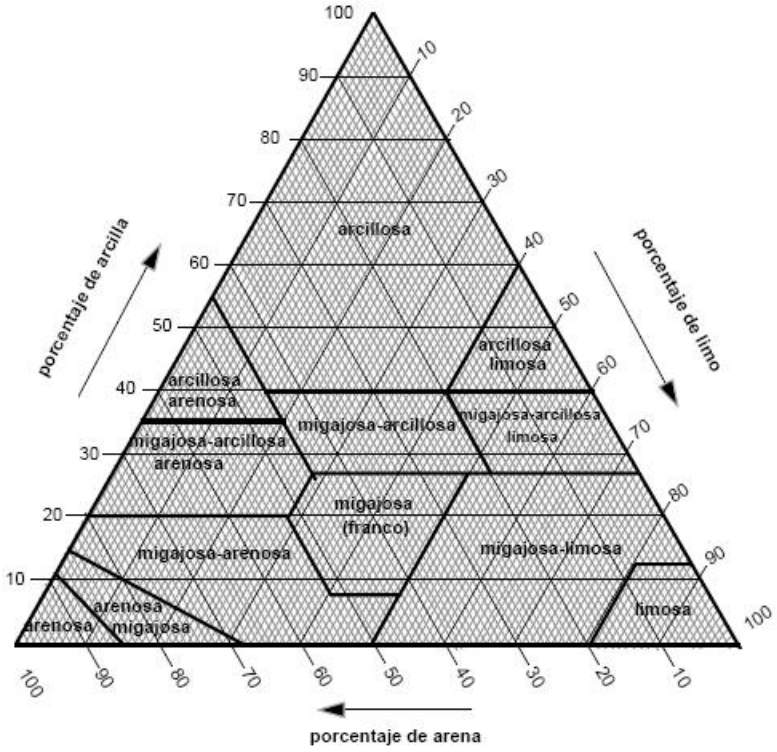


Figura 5.5 Triángulo de texturas para clasificación de suelos.

Tabla 5.18 Agrupamiento Textural de Suelos

AGRUPAMIENTO TEXTURAL	SUBDIVISIÓN DE AGRUPAMIENTO TEXTURAL		TEXTURAS
Fina	A	Muy fina	Arcillosa (A)
	B	Fina	Arcillo limosa (AL) Arcillo Arenosa (Aa)
	C	Moderadamente fina	Franco arcillo limosa (FAL) Franco arcillosa (FA) Franco arcillo arenosa (FAa)
Media	D	Media	Limosa (L) Franco limosa (FL) Franca (F) Franco arenosa muy fina (Famf)
Gruesa	E	Moderadamente gruesa	Franco arenosa fina (Faf) Franco arenosa (Fa) Areno francosa muy fina (aFmf) Areno francosa fina (aFf)
	F	Gruesa	Areno francosa (aF) Areno francosa gruesa (aFg) Arenosa muy fina (amf) Arenosa fina (af)
Muy gruesa	G	Muy gruesa	Arenosa media (am) Arenosa gruesa (ag)

Tabla 5.19 Descripción de clases texturales

Clases Texturales	Descripción
Arenosos	Son los materiales que contienen 85 % o más de arena; el porcentaje de limo, más 1 ½ veces el porcentaje de arcilla, no deberá exceder de 15.
Areno-francos	Son los materiales que contienen en su límite superior de 85 a 90 % de arena, y el porcentaje de limo más 1 ½ veces el porcentaje de arcilla, no será menor de 15; en su límite inferior contienen no menos de 70 a 85 % de arena y el porcentaje de limo más dos veces el porcentaje de arcilla, no excederá de 30.
Franco-arenosos	Son los materiales que contienen ya sea: 20 % o menos de arcilla, y cuyo porcentaje del limo más dos veces el porcentaje de arcilla, excede de 30, y 52 % o más de arena; o bien, menos del 7 % de arcilla, menos del 50 % de limo, y entre 43 y 52 % de arena.
Francos	Son los materiales que contienen del 7 al 27 % de arcilla, del 28 al 50 % de limo, y menos del 52 %de arenas.

Franco-limosos	Son los materiales que contienen 50 % o más de limo y del 12 al 27 % de arcilla, o del 50 % al 80 % de limo y menos del 12 % de arcilla.
Limosos	Son los materiales que contienen 80 % o más de limo y menos del 12 % de arcilla.
Franco-arcillo-arenosos	Son los materiales que contienen del 20 al 35 % de arcilla, menos del 28 % de limo y 45 % o más de arenas.
Franco-arcillosos	Son los materiales que contienen del 27 al 40 % de arcilla y del 20 al 45 % de arenas.
Franco-arcillo-limosos	Son los materiales que contienen del 27 al 40 % de arcilla y menos del 20 % de arenas.
Arcillo-arenosos	Son los materiales que contienen 35 % o más de arcilla y 45 % o más de arenas.
Arcillo-limosos	Son los materiales que contienen 40 % o más de arcilla y 40 % o más de limo.
Arcillosos	Son los materiales que contienen 40 % o más de arcilla, menos del 45 % de arenas, y menos del 40 % de limo.

La textura del suelo es muy importante en la determinación de la erodabilidad. Los suelos arenosos tienen tasa baja de escorrentía y son arrancados más fácilmente, pero son más difíciles de transportar que los limosos. Los suelos arcillosos no son fácilmente arrancados, pero las tasas más bajas de infiltración, pueden conducir a escorrentía mayor e incremento de la erosión.

Factores topográficos, L y S

Estos factores representan la influencia de la longitud y el grado de la pendiente en la tasa de erosión del suelo por el efecto de la lluvia y se representan en la ecuación como *L* y *S*, pero a menudo se evalúan como un factor topográfico único, *LS*.
La longitud de la pendiente se define como la distancia desde el punto de origen del flujo sobre la superficie hasta el punto donde la pendiente disminuye lo suficiente para depositar, o hasta el punto en que la escorrentía entra en un canal definido. El grado de la pendiente es el campo o segmento de la pendiente expresado en porcentaje.

Para determinar estos factores se emplearon las siguientes expresiones definidas por Wischmeir et al ,1965

- Factor de longitud:

$$L = \left(\frac{x}{22.13} \right)^{m} \tag{5.18}$$

Donde,L el factor de la longitud de la pendiente [adimensional]

x es la longitud de la pendiente en [m], y de acuerdo con estimaciones empíricas varía con el grado de la pendiente *(θ)*, así:

$$\begin{array}{lll} Para & 0\% < \theta < 3\% & x = 200 \\ Para & 3\% < \theta < 7\% & x = 160 \\ Para & \theta > 7\% & x = 60 \end{array} \quad (5.19)$$

m es un exponente que toma diferentes valores en función (θ) así:

$$\begin{array}{lll} Para & \theta < 1\% & m = 0.2 \\ Para & 1\% < \theta < 3\% & m = 0.3 \\ Para & 3\% < \theta < 5\% & m = 0.4 \\ Para & \theta > 5\% & m = 0.4 \end{array} \quad (5.20)$$

- Factor de la pendiente

$$S = \begin{cases} 10.8 \cdot sen(\theta) + 0.03 & si \quad \theta < 9\% \\ 16.8 \cdot sen(\theta) - 0.5 & si \quad \theta > 9\% \\ 3 \cdot (sen(\theta))^{0.8} + 0.56 & si \quad \theta < 4.5\% \end{cases} \quad (5.21)$$

Donde, θ es el ángulo de la pendiente en grados

Factor de cobertura y manejo, C

El factor de manejo de cultivos representa la relación entre la pérdida de suelo a partir de una condición específica de cultivo o cobertura y la pérdida de suelo a partir de un estado de labranza y barbecho continuo para el mismo suelo, pendiente y condiciones de precipitación. Este factor incluye los efectos interrelacionados de la cubierta, la secuencia de cultivos, el nivel de productividad, prácticas de cultivo, la duración de la estación de crecimiento, el manejo de residuos y la distribución de la precipitación.

El valor *C* es difícil de evaluar debido a los múltiples sistemas de cultivo y manejo. Los cultivos pueden ser permanentes o rotarse con otros cultivos, rotaciones de diferentes duraciones y secuencias. Los residuos se pueden eliminar, dejar en el campo o incorporar en el suelo. El suelo puede labrarse o puede utilizarse algún sistema de labranza de conservación, cada uno de estos sistemas se debe evaluar para obtener un valor adecuado del factor por manejo y cultivo.

El procedimiento de cálculo del factor de cobertura tiene en cuenta la interacción entre clima y manejo del cultivo. La cobertura vegetal ejerce una función de protección del suelo que depende del estado del desarrollo del cultivo y de la fase del ciclo vegetativo en el que actúan las lluvias erosivas. Wischmeier y Smith (1978) han identificado las siguientes fases del cultivo:

- Periodo F – Barbecho de preparación que se extiende desde la labor de alzar hasta la siembra, o labores inmediatas a la siembra.
- Periodo SB – Germinación. Se extiende hasta el momento en que el cultivo cubre el 10% de la superficie.
- Periodo 1. Estabilización. Hasta el momento en que el cultivo cubre el 50% de la superficie.
- Periodo 2. Desarrollo. Hasta el momento en que el cultivo cubre el 75% de la superficie.
- Periodo 3. Maduración. Hasta la cosecha.

- Periodo 4. Residuos. Hasta la nueva elaboración y siembra.

En la tabla 5.A se exponen algunos valores de la razón de pérdida de suelo para algunas prácticas agrarias consideradas por Wischmeier y Smith. También se han incluido valores para áreas con pastizales permanente, con vegetación espontánea e improductiva.

Tabla 5.A. Relaciones porcentuales de pérdida de suelo en los distintos periodos de cultivo propuestos por Wischmeier y Smith (1978).

Manejo del cultivo	Fases del cultivo							
	F	SB	1	2	3			4
					Area cubierta			
					80%	90%	96%	
Maíz, caña, grano, algodón trabajo primaveral, residuos (5 t ha-1).	0.31	0.55	0.48	0.38	---	---	0.20	0.23
Idem, con 2 t ha-1 de residuos.	0.51	0.68	0.60	0.45	0.33	0.26	0.22	0.47
Idem con trabajo en otoño y alta productividad.	0.44	0.65	0.53	0.38	---	---	0.20	---
Idem, con baja productividad.	0.65	0.78	0.65	0.45	0.32	0.26	0.22	---
Idem, con residuos removidos, trabajos en primavera y alta productividad.	0.66	0.74	0.65	0.47	---	---	0.22	0.56
Idem, con baja productividad.	0.69	0.77	0.68	0.49	0.35	---	---	0.74
Idem, con trabajos en otoño y alta productividad.	0.76	0.82	0.70	0.49	---	---	0.22	0.89
Idem, con baja productividad.	0.79	0.86	0.73	0.52	0.35	---	---	---
Idem, sin trabajo con siembra sobre los residuos (6.7 t ha-1) 95% de cobertura luego de la siembra.	--	0.02	0.02	0.02	---	---	0.02	0.14
Idem, con residuos (3 t ha-1), 30% de cobertura luego de la siembra.	---	0.26	0.24	0.22	0.21	0.17	0.14	0.36
Grano luego del reposo estival, 30% de cobertura de los residuos luego de la siembra.	---	0.43	0.34	0.23	0.13	0.10	0.08	0.37
Idem con 50% de cobertura.	---	0.26	0.21	0.15	0.08	0.07	0.06	0.22
Papas, surcos a lo largo de la pendiente.	0.43	0.64	0.56	0.36	0.26	0.19	0.16	
Pastizal de legumbres y gramíneas, productividad elevada (> 7 t ha-1).	Valor anual de C = 0.004							
Idem con productividad moderada.	C = 0.01							

Tabla 5.BValores del factor C en áreas con pastizales permanentes, con vegetación espontánea y zonas improductivas, según Wischmeier y Smith (1978).

Cobertura aérea			Cobertura en contacto con el suelo					
Tipo y altura	%	Tipo	Porcentaje de cobertura					
			0	20	40	60	80	>95
Ausente	---	G	0.45	0.20	0.10	0.042	0.013	0.003
		W	0.45	0.24	0.15	0.091	0.043	0.011
Vegetación herbácea o arbustos pequeños, altura media de caida de las gotas 0.50 m	25	G	0.36	0.17	0.09	0.038	0.013	0.003
		W	0.36	0.20	0.13	0.083	0.041	0.011
	50	G	0.26	0.13	0.07	0.035	0.012	0.003
		W	0.26	0.16	0.11	0.076	0.039	0.011

	75	G	0.17	0.10	0.06	0.032	0.011	0.003
		W	0.17	0.12	0.09	0.068	0.038	0.011
Árboles, sin arbustos subyacentes, altura media de caida de las gotas 4.0m	25	G	0.42	0.19	0.10	0.041	0.013	0.003
		W	0.42	0.23	0.14	0.089	0.042	0.011
	50	G	0.39	0.18	0.09	0.040	0.013	0.003
		W	0.39	0.21	0.14	0.087	0.042	0.011
	75	G	0.36	0.17	0.09	0.039	0.012	0.003
		W	0.36	0.20	0.13	0.084	0.041	0.011

G: cobertura representada por forrajeras y de un estrato de material vegetal en descomposición de 5 cm de espesor, aproximadamente.
W: cobertara compuesta por plantas de tipo herbacea principalmente, con hojas largas, pocas raices laterales o por residuos no descompuestos, o ambos.

El cálculo del factor C relativo a una rotación específica de cultivos consiste en la división del periodo en sub-periodos según la clasificación antes indicada. La duración de cada subperiodo depende de la sucesión de cultivos y de las épocas en las que vienen efectuadas las tareas (arado, siembra, cosecha, etc). Para cada subperiodo o fase se estima la relación de pérdida de suelo empleando la tabla de Wischmeier y Smith. Conociendo la distribución anual de la precipitación (y de la agresividad de la lluvia), se calcula la agresividad total esperable en el curso de cada sub-periodo. Posteriormente, puede calcularse el valor de C como el producto de la alícuota R por la correspondiente relación de pérdida de suelo. Finalmente, se suman los productos parciales y se los divide por el número de años del ciclo completo de cultivaciones para obtener el valor de C a utilizar en la formula USLE. En el ejemplo 5.C se ilustra el procedimiento de cálculo.

Ejemplo 5.C

Calcular el factor C para una rotación trianual de maíz-avena-pastizal de gramíneas y leguminosas (Bagarello y Ferro, 2006).

En la primera columna de la tabla 5.D se detallan las distintas fases de cada cultivo, mientras que en la segunda columna se indican las fechas de inicio y final de cada fase. La tercer columna contiene el valor de agresividad de la lluvia para cada una de las fases vegetativas. Obsérvese que en el caso del pastizal ha sido necesario parcializar el cálculo en tres periodos visto que dura 20 meses. En la cuarta columna viene expuesta la relación para la pérdida del suelo según la tabla de Wischmeier y Smith y en la quinta columna, el factor C para cada subperiodo (producto de las columnas 3 y 4). Por último, el factor C surge del cociente de los totales de la quinta y tercer columna (número de años total del ciclo completo de cultivo): C = 0.1756 / 3 = 0.0585.

Tabla 5.D Tabla de cálculo del factor C para el ejercicio 5.C

Fase de cultivo	Fecha	Agresividad de la precipitacion	Relacion de perdida del suelo	Factor C
Cultivo del maíz				
Trabajos preparatorios (periodo F)	15/4-5/5	0.05	0.08	0.0040
Germinación (Periodo SB)	5/5-1/6	0.10	0.22	0.0220
Estabilización (Periodo 1)	1/6-20/6	0.13	0.19	0.0247
Desarrollo (Periodo 2)	20/6-10/7	0.14	0.17	0.0238
Maduración (Periodo 3)	10/7-15/10	0.40	0.10	0.0400
Residuos (Periodo 4)	15/10-31/12 y 1/1-1/4	0.16	0.14	0.0224

Cultivo de la avena				
Germinación (Periodo SB)	1/4-15/4	0.02	0.12	0.0024
Estabilización (Periodo 1)	15/4-1/5	0.04	0.12	0.0048
Desarrollo (Periodo 2)	1/5-1/6	0.11	0.11	0.0121
Maduración (Periodo 3)	1/6-15/6	0.09	0.07	0.0063
Residuos (Periodo 4)	15/6-15/8	0.38	0.02	0.0076
Pastizales				
Pastizales acentados	15/8-31/12 1/1-31/12 1/1-15/4	1.38 (0.28+1+0.10)	0.004	0.0055
TOTALES		**3**		**0.1756**

En la literatura existen algunas tablas que representan los valores de *C* para los programas más frecuentes de cultivo y manejo, unas asociadas a tipos de cultivo en Colombia y otras a tipos de cultivo en África y en los Estados Unidos (*UNAL-UPME*, 2000).

Si existen varias coberturas en el área de estudio, para la determinación de la contribución total de este factor se realiza una ponderación, teniendo en cuenta el porcentaje del área total de la cuenca con usos diversos del suelo.

Factor por práctica de manejo, P

El factor por práctica de manejo, hace referencia a la proporción de la pérdida de suelo cuando se hace uso de alguna práctica específica en comparación con la pérdida de suelo cuando se cultiva en laderas de las colinas. Los métodos de control de erosión que por lo general se incluyen en este factor son la delineación de contornos, las terrazas, la labranza de conservación, los tratamientos de conservación, entre otros.

Cuando no se cuenta con la información necesaria para realizar una estimación adecuada de este factor, se considera que su valor es uno, suponiendo la situación más desfavorable.

6

La Cuenca y sus Características Geomorfológicas

La cuenca hidrográfica es un sistema que presenta como principal entrada la lluvia, y como salidas el caudal, la evapotranspiración, el flujo subsuperficial y la percolación. Las tres últimas son salidas que tienen poco valor en el marco de una creciente súbita , pero son importantes en relación al flujo base y en la consideración de modelos de simulación continua (capítulo 7), así como en la condición antecedente del suelo en lluvias prolongadas, especialmente de regiones húmedas.

La divisoria es la línea topográfica que separa superficialmente dos cuencas hidrográficas o sistemas de drenaje independiente en dirección y sentido, cuyas salidas no necesariamente coinciden en un río comun determinado.

Resulta importante resaltar que en llanuras de muy bajas pendientes las cuencas no están definidas por límites topográficos y no son significativos los movimientos del flujo superficial. Sin embargo, resultan trascendentes los movimientos verticales de infiltración, percolación y evapotranspiración.

Aparte de la divisoria topográfica o superficial, existe la divisoria freática o subterránea. Esta última establece los límites de los cuerpos de agua subterránea, de donde se deriva el caudal base de la misma cuenca. Las dos divisorias difícilmente coinciden. La divisoria freática varía con la posición del nivel freático. Se acostumbra definir el área de drenaje de una cuenca de acuerdo con su divisoria topográfica.

El nivel freático, es el nivel que determina el agua subterránea y sobre el que actúa la presión atmosférica. El caudal base es el caudal dado por el nivel freático.

6.1 CLASIFICACIÓN DE LOS CURSOS DE AGUA

Con base en la constancia de la escorrentía, los cursos de agua se pueden dividir en:

a. Perennes:

- Corrientes con agua permanente
- El flujo subterráneo mantiene una alimentación continua produciendo un flujo base que es permanente, salvo situaciones extremadamente secas.

b. Intermitentes:

- Corrientes que presentan un flujo base sólo en estaciones de lluvia.
- El nivel de agua subterránea supera el nivel del lecho del río en la época lluviosa. En épocas de lluvias escasas o nulas ese nivel baja manteniendo un flujo subterráneo.

c. Efímeros o ríos secos

- Carecen generalmente de flujo base. Los escurrimientos superficiales se generan solamente ante la presencia de una lluvia (generalmente de alta intensidad) sobre la cuenca. En zonas áridas, por ejemplo, en los torrentes se producen crecientes súbitas.

6.2 RED DE DRENAJE

La red de drenaje está constituida por el río principal y sus tributarios.

Orden de la red de drenaje

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una red de drenaje. Puede determinarse de acuerdo a criterios expuestos por diferentes autores, entre ellos se tiene:

a. Horton-Strahler: consiste en atribuirle el número de orden a los canales de la siguiente manera, Figura 6.1:

Corrientes de primer orden:	Pequeños canales que no tienen tributarios.
Corrientes de segundo orden:	Cuando dos corrientes de primer orden se unen.
Corrientes de tercer orden:	Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.
Corrientes de orden n + 1:	Cuando dos corrientes de orden n se unen.

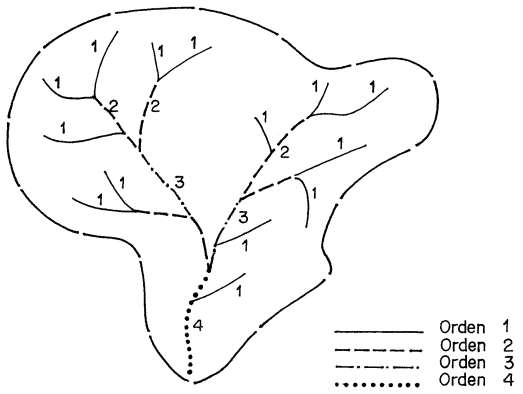


Figura 6.1 Red de drenaje según Horton- Strahler

b. Shreve: es otro esquema de organización planimétrica de la red hidrográfica en la que se obtiene un arbol de bifurcación como el que se muestra en la Figura 6.2. donde el orden o "magnitud" de un segmento de corriente formado en una unión, es la suma de las magnitudes de los dos tributarios, asi:

Corrientes de primer orden:	Pequeños canales que no tienen tributarios.
Corrientes de segundo orden:	Cuando dos corrientes de primer orden se unen.
Corrientes de tercer orden:	Cuando se unen una corriente de segundo orden y una de primer orden.
Corrientes de orden n + m:	Cuando se unen dos corrientes de orden n y m.

La magnitud de cualquier segmento de corriente iguala el número de la magnitud de sus fuentes, lo cual significa que la magnitud Shreve es una de las relaciones más simples para predecir el flujo de corriente que otros sistemas de ordenamiento.

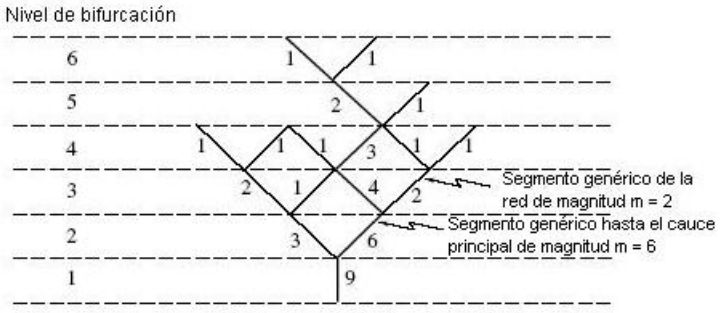


Figura 6.2 Red de drenaje según Shreve (Ferro, 2002)

Densidad de drenaje

Es un importante indicador de la forma del terreno y el grado de erosión que puede tener la cuenca en función de los factores geológicos, de vegetación y de tipo de suelo. Un buen mapa topográfico base de una cuenca debe reflejar adecuadamente la densidad del drenaje. Cuantitativamente es la relación entre la longitud de los cursos de agua de la cuenca y su área total, así:

$$D_d = \frac{L}{A} \tag{6.1}$$

Donde: L es la longitud total de las corrientes de agua, en km
A es el área total de la cuenca, en km^2

La densidad de drenaje, D_d, usualmente toma valores entre 0.5 km/km^2 para cuencas con drenaje pobre, hasta 3.5 km/km^2 para cuencas excepcionalmente bien drenadas.

6.3 PLANTEAMIENTO GENERAL

Los factores que intervienen en los estudios hidrológicos son muy diversos: topografía, geología, edafología, climatología, vegetación, etc. La influencia de estos elementos no puede ser reducida a expresiones puramente matemáticas, pero el estudio de ciertas relaciones puede dar una idea cualitativa del problema.

Las relaciones existentes entre los elementos hidrológicos y los físico-geográficos son aleatorias. Así, un parámetro cualquiera del régimen hidrológico es función de varios elementos físico-geográficos. Como consecuencia de lo expuesto, dado un cierto número de cuencas con sus respectivas estaciones de registros confiables y suponiendo que la distribución geográfica de las mismas es suficientemente representativa, es válido considerar las relaciones físico-geográficas de cada una de ellas en un punto determinado de una cuenca incógnita, en donde no se conocen series de valores, y determinar los registros, a partir de estas relaciones. Por lo tanto, teórica y matemáticamente, pueden establecerse las leyes de variación de cualquier parámetro hidrológico en función de diversas variables (en general se utilizan de una a tres). Estas relaciones pueden determinarse gráfica o analíticamente.

Los principales problemas que se presentan en la aplicación de este método son los siguientes:

- Elección, entre las diversas relaciones posibles, de aquélla o aquéllas que tengan mayor sentido físico.

- Definir en función de la variación de las características físico-geográficas, la afinidad hidrológica entre cuencas comparables. Esta afinidad dependerá, fundamentalmente, de los siguientes aspectos: pluviometría, clima, geología, topografía y vegetación.
- Obtener las relaciones entre los elementos físico geográficos y los diversos parámetros hidrológicos y los posibles cambios de estos, si se modificaran las características físico-geográficas iniciales.

6.4 ESCALAS DE TRABAJO EN ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

Para el estudio y determinación de los parámetros geomorfológicos se requiere de la información cartográfica de la topografía, del uso del suelo y de la permeabilidad de la región en estudio. Los planos para estos análisis son usados en escalas desde 1:25.000 hasta 1:100.000, dependiendo de los objetivos del estudio y del tamaño de la cuenca en cuestión. En la Tabla 6.1 se muestran para diferentes áreas de la cuenca las escalas posibles de trabajo. En la Figura 6.3 se presenta un ejemplo de tres escalas geograficas diferentes para el torrente Elicona, Italia.(Ferro, 2002)

Tabla 6.1 Escalas de trabajo para diferentes áreas de cuenca

Área de la Cuenca	**Escala**
Menor de 100 km^2	1: 25000 a 1: 50000
100 - 1000 km^2	1: 50000 a 1: 100000
1000 - 10000 km^2	1: 100000 a 1: 250000
mayor de 10000 km^2	1 : 250000 a 1: 500000
Áreas mayores	1: 500000 a 1: 1000000

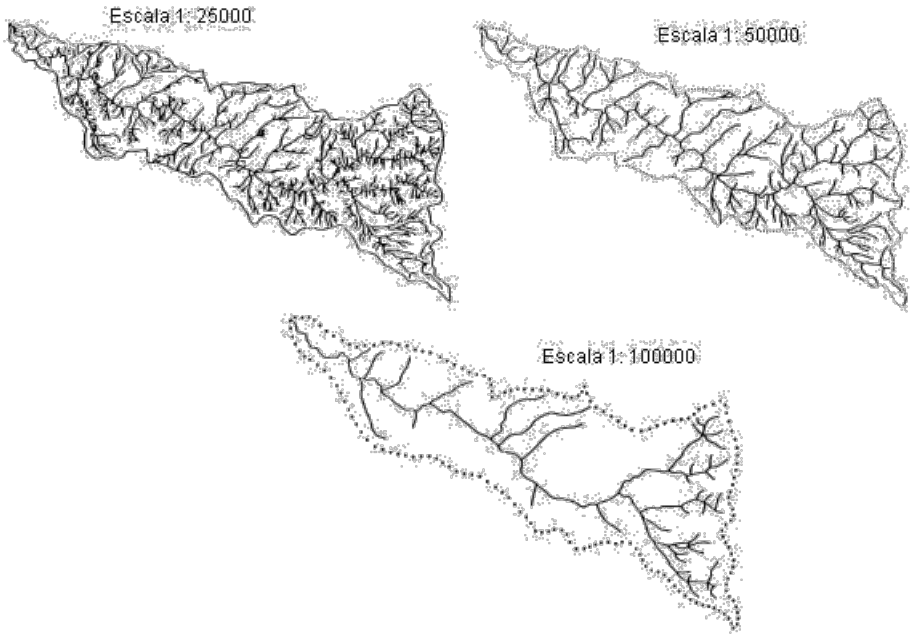


Figura 6.3Detalle de tres escalas geográficas diferentes del torrente Elicona, Italia (Ferro, 2002)

6.5 PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS BÁSICOS

Los parámetros geomorfológicos básicos para establecer una afinidad hidrológica entre cuencas comparables son: área, perímetro, altura máxima, mínima y desnivel, índice de compacidad, radio de elongación, curva hipsométrica, curva de frecuencias altimétricas, altitud media, longitud del cauce principal, pendiente media del cauce principal, pendiente ponderada del cauce principal, rectángulo equivalente, índice de pendiente, pendiente, pendiente media total o pendiente neta total, coeficiente de masividad o de Martone, coeficiente orográfico.
Dichos parámetros geomorfológicos pueden ser calculados fácilmente haciendo uso de sistemas de información geográfica (SIG) integrados a modelos hidrológicos como se expone mas adelante.(INCTH et.al., 1976)

Área de la cuenca

La delimitación exacta de las cuencas se efectúa sobre los planos correspondientes a las restituciones planialtimétricas a escala adecuada. De acuerdo a los órdenes de magnitud de las escalas de los planos base en trabajos de hidrología, suelen considerarse como suficientes las escalas de trabajo recién mencionadas en todos los casos se determina primero la línea de contorno de cada cuenca coincidente con la divisoria topográfica.

Perímetro

Sobre los mismos planos se mide el contorno de cada cuenca. En la medición del perímetro, en los casos en que la divisoria sigue una trayectoria muy sinuosa, se sigue el criterio, a los efectos de la medición, de interpolar una línea sustituyendo a la auténtica divisoria. Con ello las características de la cuenca no se alterarán fundamentalmente, el área no se modifica ya que se puede suponer que está compensada y en cuanto al perímetro sufre un cierto acortamiento. En definitiva, la forma de la cuenca en su aspecto hidrológico no se altera por esta sustitución y el valor que se adopta no es el resultante de recorrer todo el contorno rigurosamente, sino un contorno simplificado de su forma.

Altura máxima, mínima y desnivel

En general la elevación máxima, en conjunción con la altitud media, es un índice de la medida en que deben elevarse las masas de aire para pasar sobre la cuenca.
La altura máxima se obtiene por lectura directa en las planimetrías, de la cota del cerro de mayor altura, ubicado dentro de la cuenca o en su contorno. La altura mínima se determina en correspondencia con la cota del cauce principal en la sección de control. El desnivel corresponde a la diferencia entre la altura máxima y la altura mínima.

Índice de compacidad

Una cuenca vertiente está definida en primer lugar por su contorno, que tiene una forma determinada y encierra una cierta área, A. Es evidente que esta forma tendrá una gran influencia sobre la configuración del hidrograma resultante de una lluvia dada.
El Índice utilizado para representar esta característica es el coeficiente de compacidad de Gravelius, o simplemente, índice de compacidad, y que es igual a la relación entre el perímetro de la cuenca (P) y el perímetro de un círculo de igual área.

$$I_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi\ A}} \tag{6.2}$$

En términos del área, el círculo es la figura de menor perímetro, por tanto, en cualquier caso, este coeficiente será mayor que la unidad. Así, mientras más cercano a la unidad sea el coeficiente de compacidad, la forma de la cuenca se aproxima a la circular, y entre más alejado de ella, más irregular es su forma en relación con el círculo.
Efectuando operaciones con los valores constantes resulta:

$$I_c = \frac{0{,}282 \cdot P}{\sqrt{A}} \tag{6.3}$$

En cierto modo, el significado del índice de compacidad es similar al del radio hidráulico, en hidráulica, sólo que en este caso, es una relación entre perímetro (P) y la raíz cuadrada del àrea (A).

Radio de elongación

Otro de los parámetros que se han introducido en los estudios hidrológicos para definir numéricamente la forma de la cuenca, lo constituye el radio de elongación, que se establece como la relación entre el diámetro de un círculo de igual área que la cuenca y la longitud máxima de la misma medida desde la sección de control (B), o sea que:

$$R_e = \frac{1{,}1284\sqrt{A}}{B} \tag{6.4}$$

Esta relación alcanzará evidentemente, como valor máximo la unidad, para una figura perfectamente circular, disminuyendo luego, a medida que la forma de la cuenca se aleje de dicha configuración.

Curvas hipsométricas

La mayor parte de los fenómenos meteorológicos e hidrológicos (precipitaciones, temperatura, caudales específicos, etc.) se presentan en función de la altitud, por lo tanto es muy importante calcular la distribución de la cuenca vertiente, en km^2 y en porcentaje del área total, por intervalos constantes de altura. Para determinar la equidistancia entre curvas de nivel en que se deben medir las áreas, se parte del cálculo de la relación:

$$N = \frac{H_M - H_m}{n} \tag{6.5}$$

Siendo H_M la cota máxima de la cuenca, H_m la cota mínima y n el número de curvas de nivel. Si se están estudiando varias cuencas simultáneamente, se obtienen así valores máximos y mínimos de N para todas las cuencas en estudio. Luego, para homogeneizar el estudio se considera una equidistancia entre curvas de nivel que no sea menor que el N mínimo ni mayor que el N máximo. Así si se tiene por ejemplo N mínimo de las cuencas de 90 y N máximo de 205, se puede seleccionar para todas las cuencas una equidistancia ente curvas de nivel de 100 metros.

Las áreas entre curvas de nivel se obtienen por planimetría de los planos en escala adecuada disponibles para todas las cuencas. Se puede considerar a esta curva como una especie de perfil de la cuenca que representa las áreas dominadas por encima de cada cota.

Otra curva similar a la hipsométrica, es la curva de frecuencias altimétricas o curva de distribución de altitudes, que representa en un diagrama escalonado, los porcentajes del área total de la cuenca que se hallan comprendidos entre intervalos constantes de altitud (de 100 en 100 m por ejemplo).

Altitud media

Dado que la precipitación es básicamente el resultado del ascenso y enfriamiento de masas de aire, existe generalmente una correlación entre la misma y la altitud media, en cuencas de zonas montañosas. En consecuencia, la elevación media de una cuenca sobre el nivel del mar es un indicador general de las cantidades de precipitación. Por otra parte, a alturas mayores, debido al descenso de las temperaturas, se produce una disminución general de la evapotranspiración potencial.
La altitud media de las cuencas se obtiene mediante la relación:

$$Alt._m = \frac{\sum h_i \cdot A_i}{A} \qquad (6.6)$$

En donde las subáreas A_i, corresponden a las áreas comprendidas entre curvas de nivel consecutivas h_i y A es el área total de la cuenca.

Características del cauce principal

Otro de los factores que resulta representativo del comportamiento hidrológico de una cuenca es aquél que se relaciona con las características del cauce principal de la misma. Si bien este factor no resulta generalmente significativo en lo que se refiere al valor medio de precipitación y de la escorrentía, es decisivo en la determinación de la configuración del hidrograma de las crecidas. Por lo general, en la mayoría de las fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración de una cuenca intervienen parámetros derivados de las características físicas del cauce principal, como lo son:

- Longitud del cauce principal. Se determina por medición directa de la longitud del cauce más importante de cada cuenca. En la elección de dicho cauce, se tiene en cuenta en cada caso, tanto la longitud del mismo, como su desnivel, buscando siempre el curso que presenta en lo posible, el máximo para ambos valores.
- Pendiente media del cauce principal. Se calcula directamente por la media aritmética, considerando las elevaciones extremas del cauce principal.
- Pendiente ponderada del cauce principal. Para su determinación se grafica el perfil longitudinal del cauce principal de cada cuenca, trazando luego la recta de compensación, cuya pendiente indica la pendiente ponderada del cauce.

Rectángulo equivalente

Se suele admitir que una cuenca se comporta, hidrológicamente, de un modo análogo a un rectángulo que tuviera la misma área y perímetro y, por tanto, igual índice de compacidad,

distribución de alturas curva hipsométrica, y distribución de terreno por su naturaleza, rocas, cultivos, etc.
En este rectángulo, las curvas de nivel están dadas por rectas paralelas a la base menor, y se supone que las pendientes de la cuenca quedan sustituidas por las pendientes del rectángulo y el desagüe de la cuenca, que era un punto, queda convertido en el lado menor.
Para el cálculo del rectángulo equivalente se parte del perímetro, del área y del índice de compacidad; se determinan los valores de los dos lados del rectángulo que resultan de las expresiones:

$$L = \frac{I_c \cdot \sqrt{A}}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{I_c}\right)^2}\right] \tag{6.7}$$

$$l = \frac{I_c \cdot \sqrt{A}}{1.12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{I_c}\right)^2}\right] \tag{6.8}$$

Siendo: I_c es el índice de compacidad de la cuenca
A es el área de la cuenca
L es el lado mayor
l es el lado menor
Además, en todos los casos debe verificarse que:

$$L + l = \frac{P}{2} \tag{6.9}$$

$$L \cdot l = A \tag{6.10}$$

Donde P es el perímetro de la cuenca.

A partir de estos valores se dibuja un rectángulo de base L, y de altura l. Para ubicar las rectas equivalentes de las curvas de nivel, se calculan los cocientes $\frac{A_1}{l}, \frac{A_2}{l}, \frac{A_3}{l}, - - - \frac{A_n}{l}$, siendo A_i, los valores correspondientes a las áreas parciales entre curvas de nivel consecutivos. Estas magnitudes se llevan sobre el lado mayor del rectángulo equivalente, trazando luego las paralelas al lado menor.

Índice de pendiente

El gradiente de pendiente de una cuenca tiene importancia en el comportamiento hidrológico de la misma, dado que, indirectamente, a través de la velocidad, incide en el tiempo de concentración. Por ello, en lugar de definir todo el relieve a través de una curva o de un rectángulo, se lo puede definir por un determinado índice que sintetice la pendiente de la cuenca.
Se define la pendiente media de la cuenca, como la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que se puede considerar constante la máxima pendiente.
Si se supone que la superficie del terreno es sustituida por un poliedro que se adapta suficientemente bien al terreno natural, cada cara de éste tendría una cierta pendiente, la que,

ponderada por el área correspondiente, permite obtener un valor que se considera como un índice de la pendiente o pendiente media.

La determinación del índice de pendiente atendiendo al significado anteriormente dicho, resulta en extremo laboriosa dado que intervienen para su determinación las áreas comprendidas entre curvas de nivel inmediatas, la longitud total de cada una de ellas y su equidistancia. Es por ello que este índice suele calcularse partiendo del rectángulo equivalente, mediante la expresión:

$$I_P = \frac{1}{L^2} \sum_{2}^{N} \sqrt{\frac{(\Delta Hi)^2 . Bi}{1000}} \qquad (6.11)$$

Donde: L es la longitud del lado mayor del rectángulo equivalente. (km)

ΔH_i son los intervalos de altura considerados en el rectángulo equivalente. (m)

B_i es la fracción del área total de la cuenca comprendida entre el intervalo de altura (km^2)

N es el número de curvas de nivel del rectángulo incluidos los extremos.

Pendiente general del terreno

La pendiente general del terreno de la cuenca, constituye otro de los factores cuya consideración puede resultar de sumo interés, pues, por una parte, indica en qué grado deben ascender las masas de aire en su desplazamiento sobre la cuenca y por otra parte, influenciar la forma en la que el agua ya precipitada, se dirige hacia una sección de control determinada.

La pendiente del terreno natural tiene una relación directa con la velocidad del escurrimiento sobre la cuenca, pero además, presenta una dependencia muy compleja, con el fenómeno de la escorrentía superficial propiamente dicha, dada su marcada interrelación con la infiltración, el contenido de humedad del suelo, las irregularidades localizadas y el crecimiento de la vegetación.

Las pendientes del terreno se determinan mediante un procedimiento gráfico-analítico, que consiste en colocar sobre la planialtimetría de la cuenca una cuadrícula ortogonal, contando el número de veces que las rectas de la misma son cortadas por curvas de nivel. La pendiente general del terreno se calcula por la fórmula:

$$P = 1.571 \cdot \left(\frac{D \cdot N}{L} \right) \qquad (6.12)$$

Donde: D es la separación entre líneas de la cuadrícula, en km.

N es el número de intersecciones entre las curvas de nivel con las líneas de la cuadrícula, en la dirección considerada, adimensional.

L es la longitud total de todas las líneas de la cuadrícula en la dirección considerada, en km.

El valor de la constante 1.571 es el valor promedio de las secantes de todos los ángulos comprendidos entre 0º y 90º. Este valor fue sugerido por Horton, para ser usado en la integración del efecto de los cruces entre las cuadrículas y las curvas de nivel para ángulos que varían de 0º a 90º.

Otros parámetros geomorfológicos

Además de los parámetros calculados y descritos, se pueden analizar algunos otros coeficientes geomorfológicos, de aplicación usual en estudios hidrológicos. Ellos son el coeficiente de masividad, el coeficiente orográfico y el factor de forma.

- El coeficiente de masividad o de Martone, consiste en dividir la altura media de la cuenca por su área proyectada. En este caso se entiende por altura media la mitad del desnivel total de la cuenca, así:

$$C_M = \frac{(H_{max} - H_{min})}{2 \cdot A} \tag{6.13}$$

- Resulta evidente que, dada su expresión, el coeficiente de masividad aumenta con la altura media de la cuenca y disminuye con su superficie, tomando valores muy elevados para cuencas pequeñas con grandes desniveles y valores reducidos para cuencas extensas.
- El coeficiente orográfico, por su parte, resulta de multiplicar el coeficiente de masividad por la altura media. Tiene un significado similar, pero la relación resultante es adimensional. Los valores obtenidos adolecen de iguales defectos que el anterior.
- El factor de forma es un índice adimensional que relaciona la superficie de la cuenca, A, con el cuadrado de la longitud mayor de la cuenca, L_m. El inverso de esta relación, L_m^2/A se usa en aplicaciones del hidrograma unitario (capítulo 7). Se calcula con la ecuación:

$$F_f = \frac{A}{L_m^2} \tag{6.14}$$

Consecuentemente, los dos primeros coeficientes son representativos sólo en caso de compararse cuencas de áreas semejantes y numéricamente pequeñas.

6.6 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es un parámetro que se usa intensamente en los cálculos de la relación precipitación-escorrentía es el tiempo de concentración de la cuenca que es el tiempo que una partícula de agua tarda en llegar del punto más alejado al punto de desagüe. Este se trata en el capítulo 7. Existen diferentes fórmulas para su estimación, entre las más usadas se tienen:

- Kirpich (1940). Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0.0051 y 0.433 km^2, en canales de altas pendientes (3- 10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en horas así::

$$T_c = 0.000325 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \tag{6.15}$$

  Donde: L es la longitud del cauce principal en metros.
  S es la pendiente del canal en m/m.

- Esencialmente es una modificación de la ecuación 6.15; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California. En sistema internacional de unidades, el tiempo de concentración en horas se evalúa mediante la siguiente expresión (Rowe and Thomas, 1942)

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385} \tag{6.16}$$

Donde: L es la longitud del cauce principal en kilometros.
H es el desnivel medio del cauce principal en metros.

- Pezzoli, (1988) basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte sugirió calcular el tiempo de concentración en horas, así:

$$T_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{S}} \tag{6.17}$$

Donde: L es la longitud del cauce principal en kilometros.
S es la pendiente media del canal principal en m/m.

Conviene calcular el tiempo de concentración con dos o tres métodos diferentes, compararlos y adoptar un valor adecuado a criterio del ingeniero o un valor promedio.

6.7 LEYES DE HACK

Hack estableció empiricamente una ley morfométrica potencial entre el área de la cuenca A y la longitud del cauce principal L. Esta última medida desde la desembocadura de la cuenca a la línea divisoria de drenaje a lo largo del canal. Luego:

$$L \propto A^h \tag{6.18}$$

En la cual el coeficiente h tiene generalemnte el valor de 0.6. La ley de Hack describe un efecto geométrico: el área de la cuenca aumenta lentamente con el cuadrado de la longitud del cauce principal. En efecto de la anterior ecuacion se deduce que:

$$\frac{A}{L^2} \propto A^{-0.2} \tag{6.19}$$

Desde el punto de vista morfológico el resultado de la ley de Hack puede ser el resultado de tres factores:

- El incremento en la sinuosidad del canal, al aumentar el área crece la sinuosidad del canal (crece la relación L/D, donde D es la longitud característica de la cuenca o "diámetro de la cuenca");
- El incremento de la elongación de la cuenca, al aumentar el área relación entre la longitud y ancho de la cuenca (definición de elongación);
- Al aumentar el área de la cuenca se incrementa el número de partes cóncavas ("embakments") en el perímetro de la cuenca (disminuye la convexidad de la cuenca).

Por lo tanto la ley de Hack, al aumentar el área, expresa un balance entre los cambios de la forma de la cuenca (elongación y convexidad) y los cambios en la configuración en planta del canal (sinuosidad del canal). La importancia de uno de los tres procesos descritos no es demostrada ahora y es dependiente de los factores locales.

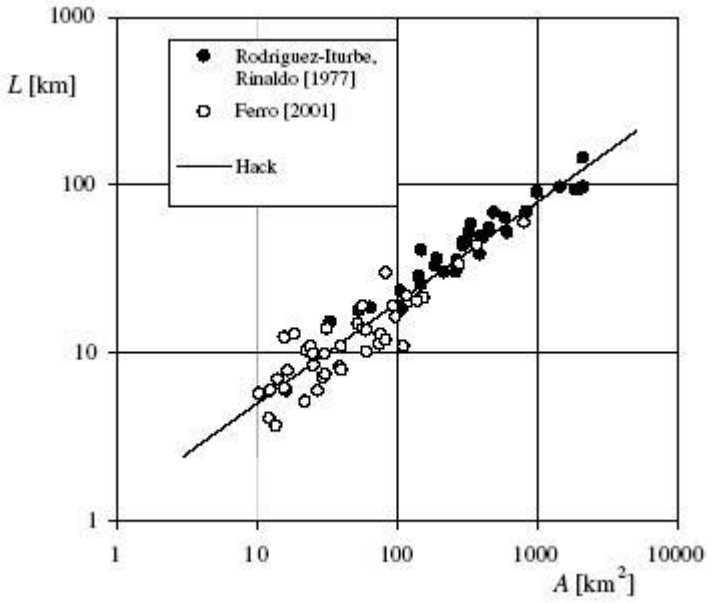


Figura 6.4 Leyes de Hack (Ferro, 2002)

SEGUNDA PARTE

METODOLOGÌAS DE DISEÑO

(Capìtulos 7- 8- 9- 10 – 11 – 12- 13 – 14)

7

Modelación de Cuencas

Los modelos permiten simular el comportamiento de un sistema real (prototipo) y obtener mediante la operación del mismo, las respuestas o salidas a un determinado impulso o entradas al sistema.
En hidrología e hidráulica se usan modelos: físicos, analógicos y matemáticos.

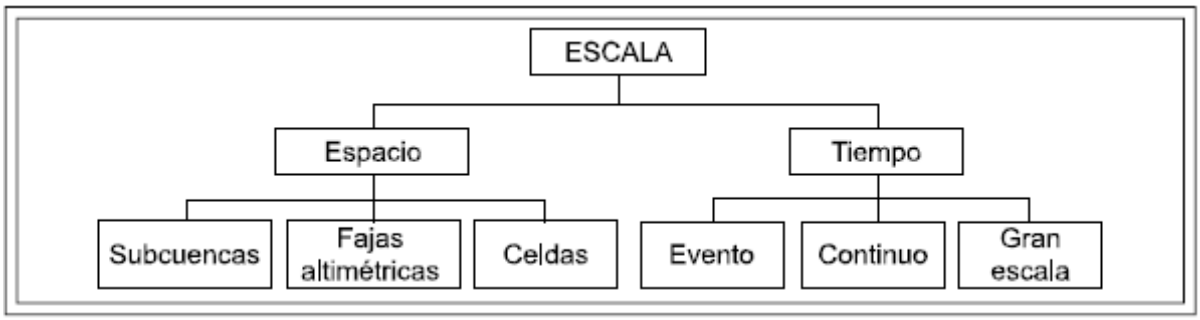


Figura 7.1 Modelos en Hidrología

- Los modelos Físicos son una parte importante del diseño hidráulico (Por ejemplo los modelos de laboratorio de hidráulica).
- Los modelos Analógicos: fueron muy usados para simular flujos subterráneos. Ejemplos de modelos analógicos fueron los modelos de resistencias eléctricas y el modelo Hele-Shaw de líquidos viscosos (De Wiest, 1965). Estos fueron desplazados por los modelos matemáticos de flujo subterráno y de transporte de contaminantes como el modelo "Modflow " (USGS, 2000).
- Los modelos matemáticos: son cualquier ecuación o algoritmo matemático que pretenda representar un fenómeno físico. Estos modelos son más versátiles que los anteriores y pueden fácilmente cambiar los valores de variables o parámetros.
  La dificultad de estos radica en que es generalmente necesario hacer simplificaciones del fenómeno físico real para lograr su representación matemática. El potencial de las computadoras y el hecho de tener cada día mejores datos en tiempo – espacio, hacen de los modelos matemáticos una herramienta más confiable que se acerca cada vez más al mundo real (Figura 7.1) .

Algunos conceptos que se usan con frecuencia en modelos son:

- Parámetro. Es un valor que caracteriza a un sistema, por ejemplo el área de una cuenca o sus parámetros geomorfológicos (altitud media, perímetro, etc.).
- Variable. Es un valor que se relaciona a una condición eventual del sistema y que varía en espacio o en tiempo, o, en ambos. En una cuenca datos del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la rugosidad.
- Fenómeno. Es un proceso físico o un evento que produce la alteración en el estado de un sistema: la precipitación, la evapotranspiración, la percolación son fenómenos del ciclo hidrológico que producen un cambio de estado de un sistema (una cuenca que por efecto de una lluvia, por ejemplo, genera una creciente).
- Datos. Son la información que sirven para el modelo (lluvia, caudal, temperatura, etc.)

- Calibración. Es la comparación entre los valores calculados por el modelo y los medidos en el sistema real.

La disponibilidad de datos resulta fundamental en la selección del modelo a utilizar. Modelos simples dan resultados más confiables en áreas con poca información.

Las técnicas de análisis estadístico y regionalización tratadas en los capítulos 4 y 5 resultan importantes para completar series, extrapolar datos en áreas homogéneas, realizar análisis de consistencia y corregir errores. Aunque el gráfico de la Figura 7.2 no es excluyente de las necesidades de problemas puntuales, en términos generales estos son los pasos más significativos en los estudios hidrológicos de cuencas.

.

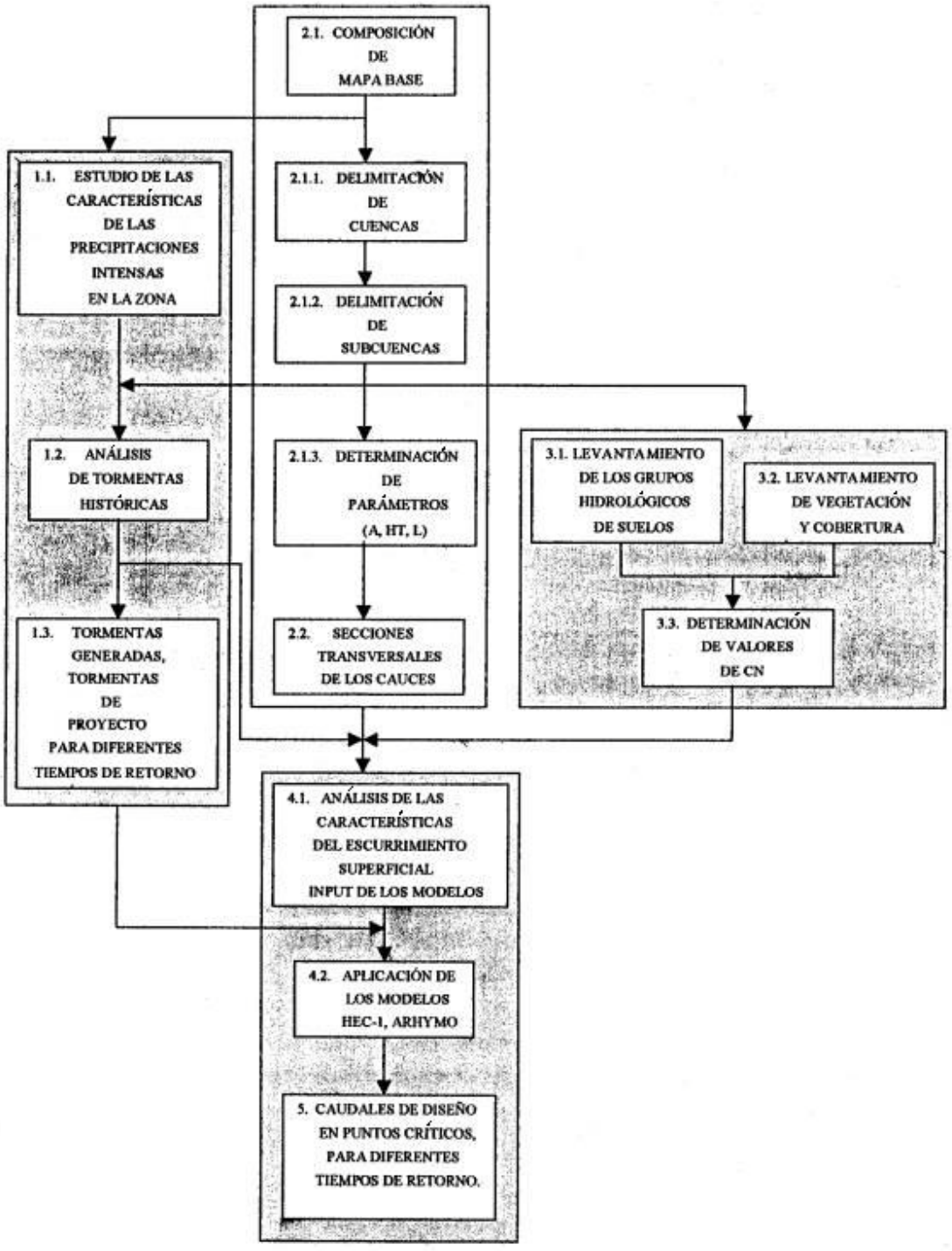


Figura 7.2 Estudios Hidrológicos de Cuencas

A partir de los años 80, el intenso desarrollo de sensores remotos y tecnología espacial (capítulo 14), ha proporcionado a los hidrólogos la oportunidad de densificar la información, generalmente dispersa, agilizar y facilitar el conocimiento espacial de las cuencas con menores tareas de campaña.

Los radares digitalizados están permitiendo profundizar el estudio de las tormentas y el comportamiento de las celdas convectivas (Fernández et al, 2008) generando detallados análisis

del tamaño, movimiento, simultaneidad y secuencia de las celdas productores de crecientes torrenciales (capítulo 14 y CD).
Otra técnica que ha producido un verdadero cambio en el procesamiento y manejo de datos geográficos es el desarrollo de los "Sistemas de Información Geográfica" (SIG), facilitando la implementación, calibración, evaluación y comparación de modelaciones de cuencas. El modelo HEC-Geo RAS (HEC, 2009) es un claro ejemplo de uso práctico de los SIG en los modelos hidráulicos.
La variabilidad espacial de las condiciones físicas, vegetación y uso del suelo, precipitación, movimiento de las tormentas, se definen ahora con el uso de estas técnicas, lo cual facilita la calibración de los modelos.

7.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS

Resumiendo los conceptos de modelos matemáticos en hidrología, estos se pueden agrupar de varias formas, algunas clasificaciones se citan en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Algunas clasificaciones de modelos

Clasificación	**Tipos**
Determinístico	Lineales
	No lineales
	Conceptuales
	Caja Negra
	Respecto al espacio (de parámetros concentrados o distribuidos)
	Respecto al tiempo (de modelación por eventos o continua)
Estadístico/Estocástico	Generación de series de tiempo
	Regresión
	Probabilísticos
Modelos de Optimización	Programación lineal
	Programación dinámica

Los modelos determinísticos son aquellos en los que las funciones que relacionan las entradas y las salidas, definen el comportamiento del sistema sin que se tenga en cuenta ley o distribución de probabilidad alguna. Dada una función de entrada y sus variables y parámetros se obtiene una función de salida perfectamente definida. Se dividen en lineales y no lineales.
En los modelos lineales, el comportamiento de la(s) variable(s) se puede describir por una relación o ecuación diferencial lineal, mientras que en un sistema no lineal, la variable, o alguna de sus derivadas, pueden ser elevadas a una potencia distinta a uno. Si los coeficientes de la ecuación son constantes el sistema es invariable en el tiempo, si en cambio uno o varios son funciones del tiempo (t), el sistema lineal es variable en el tiempo. Otro principio que se aplica a los sistemas lineales, es que la suma de los valores de entrada se traduce en la suma de los valores de la salida, es decir, existe superposición y proporcionalidad de efectos.
Los modelos determinísticos se subdividen a su vez en modelos de síntesis o conceptuales y de análisis o empíricos. Los conceptuales tratan de simular los diferentes procesos del ciclo de la escorrentía, mediante ecuaciones o simples relaciones que interpreten cada fenómeno del proceso. Los modelos empíricos, pueden tener algunos cálculos de tipo conceptual pero, en general, se los define como de "caja negra". Estos modelos están basados en expresiones empíricas o funciones matemáticas que producen resultados semejantes al del proceso físico, pero que no lo explican físicamente, por ejemplo el hidrograma de escorrentía asimilado a una función gamma de dos parámetros, como en el modelo ARHYMO.

En el marco de estas clasificaciones básicas existen clasificaciones de los modelos determinísticos basados en los criterios de la forma en que son aplicados: respesto al espacio o el tiempo. Cuando el espacio es el criterio de aplicación se dividen en:

- Parámetros concentrados ("lumped"). Si la variación espacial de los parámetros físicos de la cuenca y de las variables de entrada (lluvia, evapotranspiración), ignoran la distribución espacial y se toman como valores promedios en unidades de respuesta hidrológica (URH). Hasta la actualidad y en función de la disponibilidad de datos son los modelos más usados en diseño.
- Parámetros distribuidos ("distributed"). Consideran la variación espacial de los parámetros físicos y de las variables de entrada en la URH, de modo que la salida es función, no sólo del tiempo,sino también del espacio. Estos modelos, tienen el inconveniente de que requieren la existencia de datos "distribuidos" y mayor capacidad de computación. Ambos factores están siendo ampliamente superados con el uso de técnicas modernas de relevamiento, análisis de imágenes de satélite, radar, sistemas de información geográfica y el aumento exponencial de las capacidades de almacenamiento y velocidad de procesamiento de las computadoras.

La respuesta natural de una cuenca a un impulso de entrada (precipitación) es siempre continua o sea varía permanentemente en el tiempo. En la modelación de cuencas, en la simulación de las relaciones precipitación-escorrentía por razones prácticas existen dos métodos de modelación: por eventos y continua.

- En la modelación por eventos (discretos) se consideran la simulación de eventos aislados, por ejemplo, el período de tiempo de una determinada creciente. Fundamentalmente, son modelos que simulan el humedecimiento del suelo por efecto de la lluvia, pero no el balance de agua en el perfil del suelo, ni el proceso de secado por infiltración, percolación y evapotranspiración. Por esto, no pueden simular el flujo base en períodos donde no hay lluvias. Simulan sólo escorrentía directa, en períodos discretos de tiempo donde se produce algún evento.
- En la modelación continua se representa la respuesta de la cuenca a un impulso de entrada continua, lluvia o no lluvia, evapotranspiración, infiltración, percolación, temperatura, etc. Estos modelos tienen en cuenta el balance hídrico del perfil del suelo, es decir, simulan las condiciones de sequía en períodos de no lluvia. Simulan el flujo base y todos los componentes del hidrograma de escorrentía.

Los modelos estadísticos/estocásticos son modelos en los cuales, las relaciones entre las variables están gobernadas por leyes de probabilidad, tanto en relación con su magnitud (correlaciones) como en su secuencia en el tiempo (modelo estocástico de generación de series de tiempo).

Los modelos de optimización son modelos que optimizan una función objetivo, sujeto a un cierto número de restricciones o condiciones de borde. Los más usados en hidrológía son los de programación lineal y programación dinámica.

Para identificar un modelo de simulación hidrológica, se debe enmarcar el mismo en todo lo expresado: así por ejemplo el modelo hidrológico HEC-1 o el HMS, en su rutina de precipitación-escorrentía se clasifica como determinístico, lineal, empírico, de parámetros concentrados y de eventos.

Otra clasificación complementaria de la mencionada se refiere a ciertos usos frecuentes en los modelos matemáticos hidrológicos. Modelos de tránsito de crecientes que se pueden subdividir en: modelos de tránsito a escurrimiento permanente y modelos de tránsito a escurrimiento no permanente (Capítulo 8). Modelos de regulación o tránsito por embalses. Modelos de análisis de frecuencia. Modelos de flujos subterráneos. Modelos de transporte de contaminantes y otros.

Todos los procesos hidrológicos se pueden caracterizar por ser estocásticos o en general una combinación de procesos determinísticos y estocásticos. En los capítulos 4 y 5 se explican los conceptos de modelos estadísticos y estocásticos, mientras que en este capítulo se hace referencia a los modelos determinísticos.

7.2 HIDROGRAMA

El hidrograma es la representación gráfica del caudal, Q, o volumen de agua que pasa por una sección en determinado tiempo, T, (Figura 7.3). En el hidrograma de una creciente, se pueden distinguir las siguientes componentes:

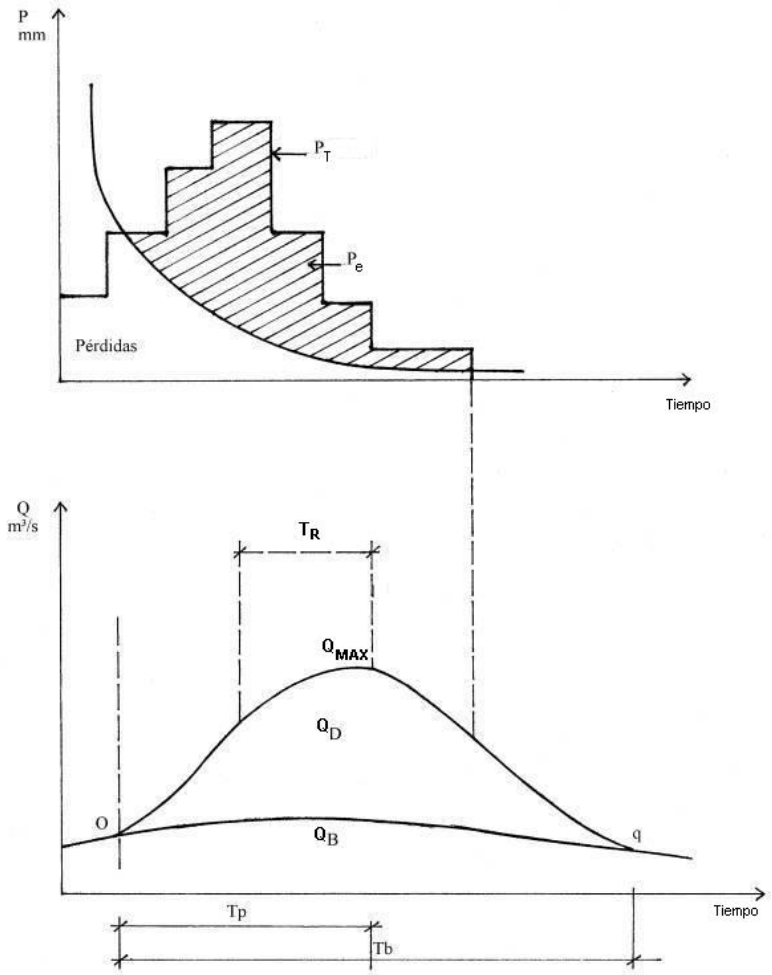


Figura 7.3 Componentes del hidrograma

- Caudal o escorrentía directa, Q_D, es aquella parte de la creciente que escurre inmediatamente como escorrentía superficial por efecto de la lluvia neta o efectiva.
- Caudal o flujo base, Q_B, es el caudal de un cauce que se debe al aporte de aguas subterráneas o a la precipitación que se infiltra.
- Tiempo de retraso, T_R, es el tiempo que transcurre entre el centro de gravedad del hietograma de la lluvia y el centro de gravedad del hidrograma de la creciente.

- Tiempo de concentración , T_C, es el tiempo que transcurre para que la partícula de agua del punto más alejado llegue a la sección de control o punto de concentración (estación donde se analiza la creciente).
- Tiempo de pico, T_p, es el tiempo comprendido entre el inicio de la creciente y el caudal máximo.
- Tiempo base, T_b, es la duración de la creciente.
- Precipitación efectiva, P_e, es la porción de la precipitación que produce la escorrentía superficial.
- Precipitación total, P_T,es la lámina caída en una tormenta sobre la cuenca.
- Perdidas, I_a, son aquellas partes de la precipitación que no aportan a la formación de la escorrentía superficial.
- Caudal máximo, Q_{MAX}, es el pico del hidrograma.
- Curva ascendente o de concentración, es la línea del hidrograma precedente al caudal máximo. Depende fundamentalmente de la intensidad, ubicación y distribución de la tormenta sobre la cuenca. Se ha observado una incidencia notable de las condiciones de humedad del suelo por efecto de la precipitación antecedente.
- Curva de descendente o de recesión, es la línea del hidrograma posterior al caudal máximo. Se da cuando la lluvia a terminado o disminuido de intensidad, produciendo una curva de agotamiento en forma de exponencial negativa:

$$Q_t = Q_o \cdot e^{-K \cdot t} \qquad (7.1)$$

  Donde K es la constante de recesión.
  La curva de recesión tiene generalmente un punto de inflexión que marca el verdadero inicio del momento en que cesa la entrada de escorrentía superficial a los canales de la cuenca. A partir de este punto se deben considerar los valores de Q y t para determinar el valor de K. Desde el punto de vista práctico, es dificil determinar el punto de inflexión, graficando la curva descendente en escala semilogarítmica se visualiza más fácilmente el lugar del "quiebre" de la misma. La curva de recesión depende fundamentalmente de las características físicas y geomorfológicas de la cuenca y por eso es aproximadamente igual para diferentes hidrogramas de creciente.

Se desarrollan ahora técnicas de análisis y síntesis de hidrogramas de crecientes.

Modelo Embalse Lineal

La ecuación del embalse es:

$$\frac{dV}{dt} = I(t) - Q(t) \qquad (7.2)$$

Si se asume que el volumen del embalse es una función de la altura, h, se tiene:

$$V = V_o + k_1 \cdot h^{1/2} \qquad (7.3)$$

Y la descarga Q(t) es:

$$Q(t) = k_2 \cdot h^{1/2} \qquad (7.4)$$

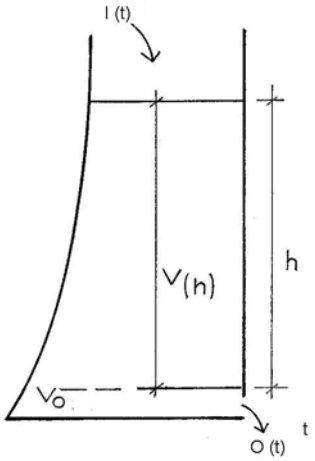


Figura 7.4 Embalse lineal

Despejando la altura de la ecuación 7.4, se tiene :

$$h^{1/2} = \frac{Q}{k_2} \tag{7.5}$$

Reemplazando la ecuación 7.5 en la 7.3 queda:

$$V = V_o + \left(\frac{k_1}{k_2}\right) \cdot Q \tag{7.6}$$

Donde el volumen, V, es una función lineal de la descarga, Q y (k_1/k_2) el coeficiente de almacenamiento del embalse, K

Luego**:**

$$V = V_o + K \,.\, Q \tag{7.7}$$

Derivando la ecuación 7.7 respecto al tiempo, t, con V_o constante , se tiene:

$$\frac{dV}{dt} = K \cdot \left(\frac{dQ}{dt}\right) \tag{7.8}$$

Igualando la ecuación 7.8 a la 7.2, se obtiene la ecuación del embalse lineal, en función de descarga e ingreso:

$$K \cdot \left(\frac{dQ}{dt}\right) = I(t) - Q(t) \tag{7.9}$$

Dividiendo la ecuación 7.9 por K y reordenando queda:

$$\frac{dQ}{dt}+\left(\frac{1}{K}\right)\cdot Q(t)=\left(\frac{1}{K}\right)\cdot I(t) \tag{7.10}$$

La ecuación 7.10 es una ecuación lineal de la forma:

$$\frac{dy}{dx}+P\cdot y=Q \tag{7.11}$$

Donde *P* y *Q* son funciones de *x* o constantes. La solución general de la ecuación 7.11 es:

$$y\cdot e^{\int p\cdot dx}=\int e^{\int p\cdot dx}Q\cdot dx+c \tag{7.12}$$

En este caso:

$$y=Q \qquad x=t \qquad p=\frac{1}{K} \qquad Q=\left(\frac{1}{K}\right)\cdot I(t) \tag{7.12a}$$

y:

$$\int p\cdot dx=\int\left(\frac{1}{K}\right)\cdot dt=\frac{t}{K} \tag{7.12b}$$

Reemplazando estos valores en la ecuación 7.12 se tiene:

$$Q\cdot e^{\left(\frac{t}{K}\right)}=\left(\frac{1}{K}\right)\cdot\int e^{\left(\frac{t}{K}\right)}\cdot I\ dt \tag{7.13}$$

Despejando Q, se obtiene la función de la descarga del embalse lineal de la figura 7.4:

$$\therefore Q=\frac{e^{-\left(\frac{t}{K}\right)}}{K}\int e^{\left(\frac{t}{K}\right)}\cdot I\ dt \tag{7.14}$$

Si existe un sólo embalse con I = 0 (Figura 7.5), la ecuación 7.10 se expresa de la siguiente forma:

$$\frac{dQ}{dt}+\left(\frac{1}{K}\right)\cdot Q=0 \tag{7.15)}$$

$$\frac{dQ}{Q} = -\left(\frac{1}{K}\right) \cdot dt \tag{7.16}$$

Integrando entre los límites Q_0 y Q_1 para Q, y 0 y t_1 para t se tiene:

$$\int_{Q_o}^{Q_1} \left(\frac{1}{Q}\right) .dQ = -\frac{1}{K} \int_{0}^{t_1} dt \tag{7.17}$$

$$\ln\left(\frac{Q_1}{Q_0}\right) = -\left(\frac{t_1}{K}\right)$$

La descarga en el tiempo t_1, es función de la descarga inicial Q_0 ; $Q_0 \neq 0$) y del coeficiente del embalse K:

$$Q_1 = Q_{.0} \cdot e^{-\left(\frac{t_1}{K}\right)} \tag{7.18}$$

De la ecuación 7.6, sí el volumen inicial del embalse, V_o, es cero, se tiene:

$$V = \left(\frac{k_1}{k_2}\right) \cdot Q = K \cdot Q_0 \quad ; \quad Q_0 = \frac{V}{K}$$

Si el volumen es unitario, es decir, cuando la precipitación efectiva sobre la cuenca es unitaria, queda:

$$Q_{.0} = \frac{1}{K} \tag{7.19}$$

Sustituyendo la ecuación 7.19 en la 7.18 se obtiene la expresión matemática del hidrograma unitario instantáneo (HUI) para la cuenca, sabiendo que la duración de la descarga del exceso de precipitación es cero:

$$Q(t) = \left(\frac{1}{K}\right) \cdot e^{-\left(\frac{t}{K}\right)} \tag{7.20}$$

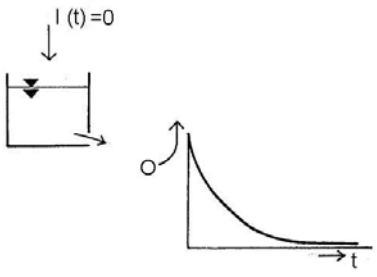


Figura 7.5 Función de descarga en un embalse lineal simple

El HUI se puede convertir en un HU de duración finita por superposición de varios HUI iniciados a iguales subintervalos de un intervalo igual a la duración total, T_o como se expone más adelante en la teoría del hidrograma unitario.
El modelo conceptual de Nash (Nash, 1957) representa la respuesta de una cuenca como escorrentía directa de un volumen unitario de agua a través de una serie de *n* embalses lineales idénticos sucesivos (Figura 7.6).

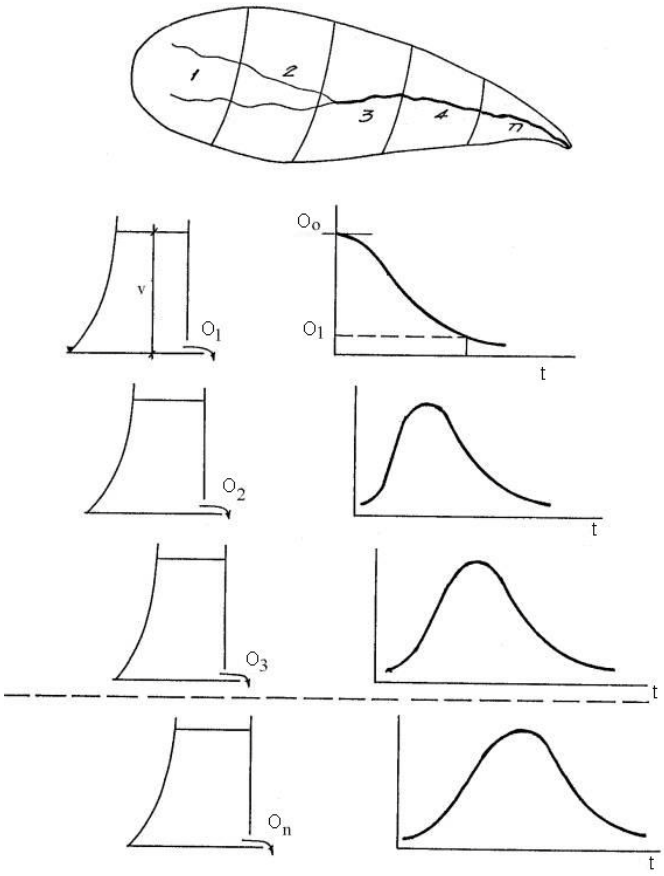


Figura 7.6 Embalses lineales en cascada (Nash)

Nótese que en el primer embalse el ingreso cero (I=0) se refiere a una precipitación unitaria, cuya descarga corresponde a la ecuación 7.20 y el hidrograma a la figura 7.5. En los embalses sucesivos el ingreso es la descarga del embalse anterior (Q_1, Q_2, Q_3,- - -Q_n)

En el embalse de aguas abajo la ecuación de la descarga es:

$$Q_n = \frac{1}{K \cdot (n-1)!} \cdot \left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} \cdot e^{-\left(\frac{t}{K}\right)} \qquad (7.21)$$

Donde (n-1)! es la función Gamma de n (Γ_n)

Los hidrogramas unitarios basados en el modelo de Nash, como el Hymo (Williams et al, 1973) tienen dos parámetros, el número de embalses *n* y el coeficiente de almacenamiento del embalse, *K*.
En el caso del ARHYMO (Maza et al, 2003) el número de embalses, n, es función de parámetros geomorfológicos, así:

$$n = f(A,L,H)$$

Donde: A es el área de la cuenca
L es la longitud del cauce principal
H es la diferencia de nivel entre los dos extremos de L (ver el desarrollo y la explicación del modelo en el CD).

Hidrograma Unitario

Se define el Hidrograma Unitario (HU) (Sherman,1932) como la respuesta de una cuenca a la precipitación efectiva de lámina unitaria (1 pulgada ó 1 cm) uniformemente distribuida en toda la cuenca que cae en una duración especificada de tiempo, T (tiempo unitario). El límite del HU, al aproximarse la precipitación efectiva con una duración infinitamente pequeña, es lo que se llama Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI). Cuando el HU se calcula para la lluvia efectiva que precipita durante T horas, se llama hidrograma unitario de T horas. El uso de las modernas técnicas de computación permite fácilmente trabajar con el hidrograma unitario instantáneo, en vez del clásico HU de duración T, lo cual representa una ventaja.
La teoría básica del hidrograma unitario se desarrolla en el supuesto que la cuenca es un sistema lineal invariable en el tiempo, al menos en lo relacionado al exceso de lluvia y al escurrimiento directo.

Hidrograma Unitario de duración T

Considera las siguientes hipótesis simplificatorias:

- La precipitación está uniformemente distribuida durante el tiempo T, es decir, la intensidad es constante en ese tiempo.
- La precipitación está uniformemente distribuida en el área de la cuenca.
- Las ordenadas del hidrograma son proporcionales a la precipitación efectiva.
- Para cada cuenca la forma del hidrograma refleja las características físicas de la misma.
- El hidrograma de la creciente resultante de una precipitación efectiva real de longitud e intensidad variable, puede ser obtenido por una serie de hidrogramas unitarios superpuestos y sucesivos, cada uno de los cuales es el resultado de una lluvia, simple, de duración unitaria.(Figura 7.7)

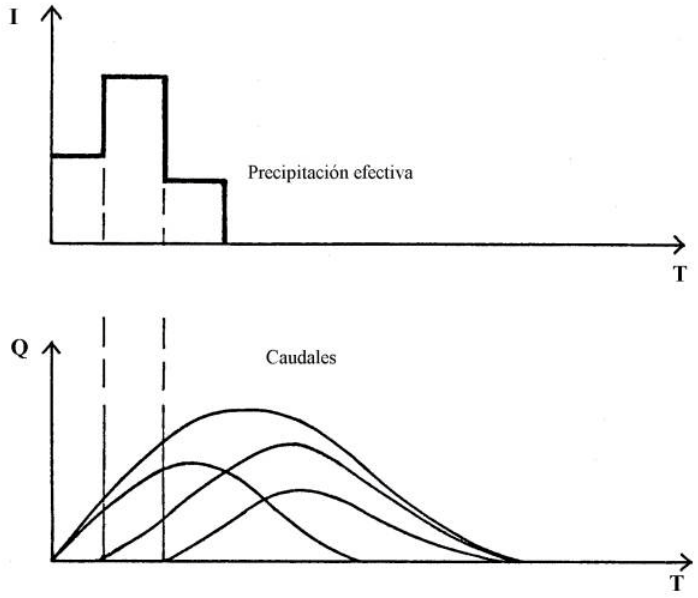


Figura 7.7 Superposición de hidrogramas unitarios

El HU perfecto, producto de una lluvia de intensidad constante uniformemente distribuida, no se encontrará en el mundo real. El HU derivado de lluvias reales refleja en mayor o menor grado las características de la lluvia.
De acuerdo con esto se debe considerar lo siguiente:

- Las lluvias intensas y cortas producen una mayor proporción de escorrentía directa, por lo tanto, se obtienen picos mayores y más pronunciados debido a que la cantidad de agua que se infiltra es limitada. Estas lluvias producen, además, mayores tirantes de agua en los cauces de drenaje, mejorando sus condiciones hidráulicas y acortando los tiempos de concentración, lo que también favorece el incremento de los picos.
- Los HU producidos por lluvias de larga duración son más anchos y suaves que los de tormentas cortas e intensas.
- La distribución de la lluvia en la cuenca tiene influencia en la forma del hidrograma. Si la lluvia más intensa está en la parte más alejada del punto de concentración, la curva ascendente será más suave y el valor del pico menor que si la tormenta se ubica en la parte baja de la cuenca.
- Tormentas que se mueven desde arriba hacia abajo en la cuenca tienden a producir picos más altos que las estacionarias, e inversamente las que se mueven hacia arriba picos más bajos.
- De acuerdo a esto es importante tener el criterio que, contrariamente a lo que dice la definición, la forma del hidrograma refleja no sólo las características físicas de la cuenca, sino también las de la tormenta; por eso se debe obtener un HU "promedio" de varias crecientes observadas o seleccionar una que se considere adecuada si en el registro existiera tal hidrograma típico que se acerca a la condición ideal. Con el uso de modelos matemáticos resulta factible "simular" el movimiento de la lluvia sobre la cuenca.

Limitaciones:

- Si bien el principio del HU es aplicable a cuencas de cualquier tamaño, es deseable usar en su derivación tormentas bien distribuidas sobre la cuenca, por lo tanto el tamaño óptimo de cuenca será también función del tipo de tormenta. Así en tormentas frontales, se podrán

utilizar mayores tamaños que en tormentas convectivas; de todos modos en la práctica la ubicación de las estaciones de aforo y su área de drenaje serán un factor determinante, debido que no siempre se tiene aforos en los puntos que se necesitan. Es común considerar en el caso de lluvias de gran extensión unidades de respuesta hidrológica (URH o subcuencas) no mayores de 5000 km^2. Un criterio para el caso de tormentas convectivas es no sobrepasar un área de 1000 km^2 como dimensión de las subcuencas (WMO, 1986).

- El HU es para cuencas pluviales. Aquellas cuencas que tengan escurrimientos nivales de cierta consideración, no se pueden usar para derivar un HU.
- Hidrogramas unitarios derivados en cuencas en condiciones naturales de suelo y vegetación no pueden ser usados en cuencas cubiertas de nieve (o un alto porcentaje de ella), porque el efecto de ésta modifica el tiempo de concentración de la escorrentía.
- El HU resultante de una tormenta real es generalmente una curva suavizada porque el mismo está formado por un número determinado de incrementos diferenciales. Al usar incrementos finitos no se logra una reproducción perfecta, por eso la ventaja del uso del HUI.
- Como se ha mencionado, es muy frecuente que los registros de caudales no coincidan con el punto donde se quiere obtener el hidrograma unitario, en estos casos la utilización de métodos de tránsito de crecientes o la combinación de estos con HU e hidrogramas sintéticos son los adecuados para obtener las relaciones necesarias.

Para el cálculo manual del HU de duración T se requieren los siguientes datos básicos :

- Registros de caudales de crecientes.
- Registros de las lluvias que produjeron las crecientes y de las lluvias antecedentes en la mayor cantidad posible de estaciones dentro y fuera de la cuenca.
- Datos de caudales de base preferentemente obtenidos luego de períodos importantes de ausencia de lluvia.

El análisis detallado de la lluvia, su distribución en la cuenca, intensidad, su distribución en el tiempo y especialmente la lluvia antecedente, darán conjuntamente con la observación de los hidrogramas resultantes una imagen de la respuesta de la cuenca. Es frecuente encontrar casos de lluvias de láminas muy importantes que producen picos sensiblemente menores a otras de menor lámina, pero que fueron precedidas por lluvias o lloviznas que llevaron el suelo a la saturación.

De acuerdo a lo dicho y a la teoría básica del HU, es conveniente seleccionar hidrogramas provenientes de precipitaciones de considerable magnitud precedidas de períodos de lluvias que llevan el suelo a condiciones de humedad. También es imprescindible que el hidrograma no sea resultante de escurrimiento nival.

Los estudios de lluvias se hacen de acuerdo a lo visto en el capítulo 5, una vez seleccionados el o los hidrogramas se procede a separar el flujo base. Con respecto a la duración unitaria de la precipitación efectiva, esta se debe seleccionar en base al tamaño de la cuenca y podrá variar de 1 hora o menos para cuencas pequeñas a 24 horas para cuencas grandes. En general, para los fines de orientación, se puede establecer que la duración de la precipitación efectiva debe ser tal que variaciones de la intensidad de la lluvia en el intervalo no afecten sensiblemente la forma del hidrograma. Cuantitativamente puede tomarse como norma indicativa seleccionar tormentas cuya duración no exceda 1/4 a 1/3 al tiempo de concentración, T_c, de la cuenca (Capítulo 6).

Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI)

Cuando la duración de la precipitación efectiva se hace infinitamente pequeña, el hidrograma unitario se llama hidrograma unitario instantáneo (HUI). Esta es la idealización matemática que permite dar lugar a cálculos más exactos del HU, mediante la solución de la integral de convoluciòn (ecuación 7.22)

$$Q(t) = \int_0^t \mu \cdot (t - \varsigma) \cdot I\varsigma \, d\varsigma \qquad (7.22)$$

En la cual *Q (t)* es el valor del caudal en el tiempo *t* (función de salida); *I (ς)* es el valor de la precipitación efectiva en el instante *ς* (función de entrada); *μ (t - ς)* es la función de KERNEL que en este caso es la ordenada del período (t - ς) del hidrograma unitario que se inicia en el instante ς;. t es constante para cada integral; ς es la variable de integración (Figura 7.8)

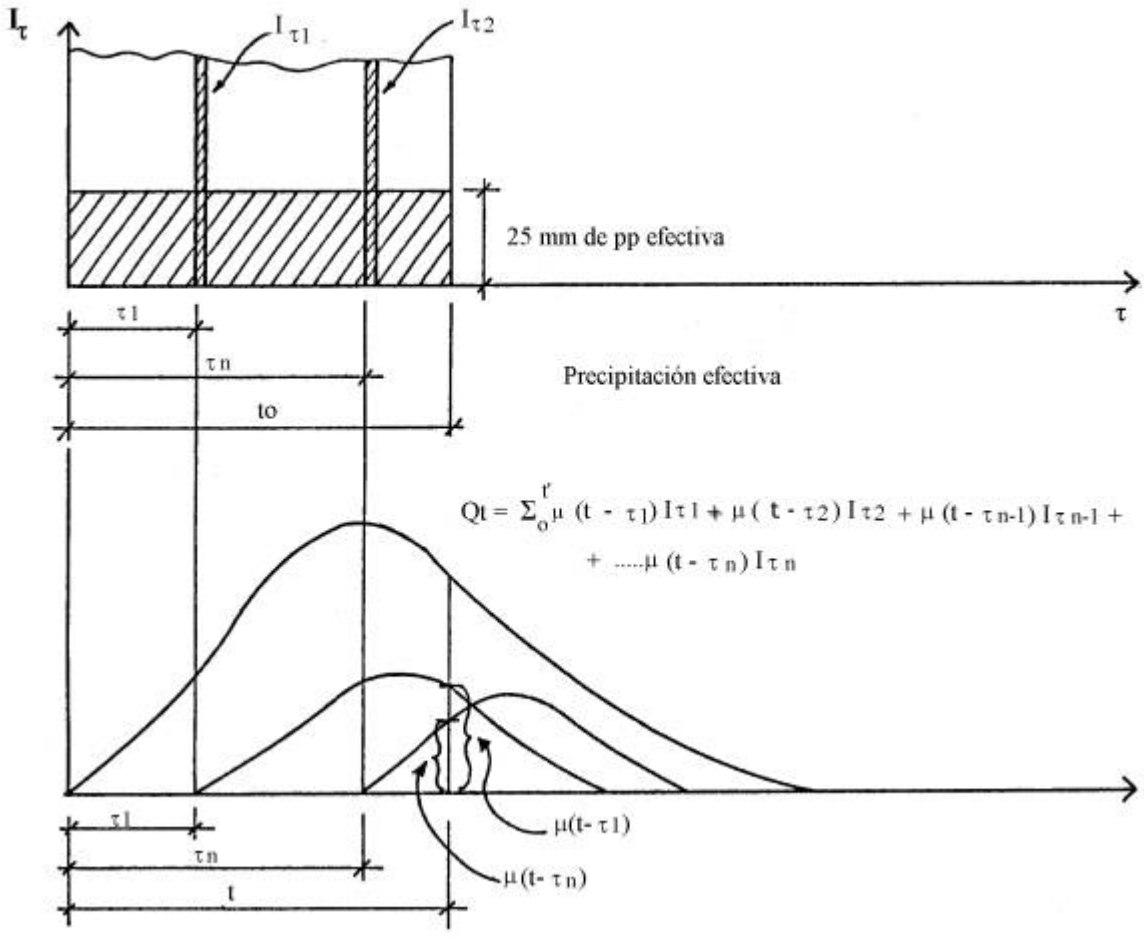


Figura 7.8 Concepto de hidrograma unitario instantáneo (HUI)

Es decir, para cada valor de *t* se tiene una integral en *ς* que va de *0* a *t'*, siendo t' = t cuando $t \leq t_o$ y *t'* = t_o. cuando $t > t_o$ y para cada valor de **t** el caudal total está dado por la suma de los productos de las ordenadas de orden *(t - ς)* de los hidrogramas unitarios que empiezan en *ς* por

el valor de la precipitación del instante ς *(Iς).* Así para aclarar conceptos, si se suponen períodos $d\varsigma$ finitos y se hace t = 5. se tiene:

$$Q(5) = \sum_{0}^{5} u \cdot (5 - \varsigma) \cdot I\varsigma \qquad (7.22')$$

Para t de 0 a 5:

$\varsigma = 0$; u (5) I_0
$\varsigma = 1$; u (4) I_1
$\varsigma = 2$; u (3) I_2
$\varsigma = 3$; u (2) I_3
$\varsigma = 4$; u (1) I_4
$\varsigma = 5$; u (0) I_5

La suma de todos ellos es Q (5). En igual forma para t = 6 (con $0 \leq \varsigma \leq 6$), t = 7, 8, 9...etc.
La mayor ventaja del HUI con respecto al HU, es que en esta forma el cálculo se independiza de la duración de la precipitación efectiva, eliminando una variable que como se vio constituye un problema en el uso de los HU de T horas cuando se tienen lluvias de mayor o menor duración que exigen cálculos aproximados. Por otra parte, el HU es fácil de calcular manualmente, mientras que la solución de la integral de convolución se hace por métodos matemáticos, para cuya solución se necesita el uso de computadoras.
t es el tiempo donde se calcula la ordenada total, relacionada con el caudal
ζ es la variable de integración. Es el tiempo relacionado con la precipitación, inicio del HUI.

Ejemplo 7.1
Derivar el HU de una cuenca con los datos siguientes:

- *Area de la cuenca:30 km^2 = 30000000 m^2*
- *Duración de la precipitación efectiva: 20 minutos*
- *Lámina de precipitación total: 30mm*
- *Lámina de precipitación efectiva: 16.8mm (tabla 7.2)*
- *Intervalo de tiempo, dt: 600 seg (10 minutos)*

Solución:
La Tabla 7.2 muestra en la columna 1 las horas en que se han registrado los caudales que se expresan en la columna 3 Como se trata de una cuenca torrencial con flujo base cero, los caudales de la columna 5 son iguales a los de la 3. La columna 6 es el hidrograma unitario, que resulta de dividir cada uno de los caudales de la 5 por el factor de lluvia efectiva f de modo de obtener los caudales que corresponderían a una lluvia efectiva de 1 centimetro. Como la lluvia efectiva tiene una duración de 20 minutos, el HU es: El HU de 20 minutos. El coeficiente f resulta de multiplicar la suma de la escorrentía directa (Q_D) por DT y dividir por el area de la cuenca teniendo presente la transformación de las unidades para obtener f en centímetros.

Tabla 7.2 Hidrograma Unitario para una duración de 20 minutos

Hora	*Tiempo acumulado T*	*Caudales m^3/s Q*	*Flujo Base B*	*Q.Directo Q – B Q_D*	*HU de 20' m^3/s*
17 h 00'	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*
17 h 10'	*10*	*30*	*0*	*30*	*17.8*
17 h 20'	*20*	*50*	*0*	*50*	*29.8*
17 h 30'	*30*	*80*	*0*	*80*	*47.6*
17 h 40'	*40*	*120*	*0*	*120*	*71.4*
17 h 50'	*50*	*150*	*0*	*180*	*107.0*
18 h 00'	*60*	*250*	*0*	*250*	*149.0*
18 h 10'	*70*	*100*	*0*	*100*	*59.6*
18 h 20'	*80*	*30*	*0*	*30*	*17.8*
18 h 30'	*90*	*0*	*0*	*0*	*0*
				∑840	

$$f_{(cm)} = \frac{\left(\sum Q_D\right)(DT)}{Area\ x\ 10^6} x\ 100 = \frac{840\ x\ 600}{30000000} x\ 100$$

$$f = \frac{5040}{3000} = 1.68cm = pp\ efectiva$$

$$C = \frac{1.68}{3.00} = 0.56\ (\ coeficiente\ de\ Escorrentía$$

$$HU = Q_D \div 1.68$$

Ejemplo 7.2
Con el HU obtenido en el ejemplo anterior (Tabla 7.2) obtener un hidrograma unitario de una tomentam de 60 minutos medida en intervalos de 20 minutos

Solución: En la Tabla 7.3 la primera columna es el tiempo acumulado cada 10 minutos, que es el intervalo de tiempo de la derivación del HU. La segunda es el HU derivado en la tabla 7.2.

Tabla 7.3 Hidrograma de una tormenta en base al HU derivado y al hietograma de exceso de lluvia

(1)	*(2)*	*(3)*	*(4)*	*(5)*	*(6)*
Tiempo acumulado	*HU derivado m^3/s*	*Hietograma de exceso de lluvia de 60 minutos en intervalos de 20 minutos*			
		2.1 cm (20')	*2.3 cm (20')*	*1.4 cm (20')*	*Total (m^3/s)*
0	*0*	*0*			*0*
10'	*17.8*	*37.4*			*37.4*
20'	*29.8*	*62.6*	*0*		*62.6*
30'	*47.6*	*100.0*	*41.0*		*141.0*
40'	*71.4*	*150.0*	*68.5*	*0*	*218.5*
50'	*107.0*	*224.0*	*109.5*	*25*	*358.5*
60'	*149.0*	*313.0*	*164.2*	*41.7*	*518.9*
70'	*59.6*	*125.0*	*246.0*	*66.6*	*437.6*
80'	*17.8*	*37.4*	*342.7*	*100.0*	*480.1*
90'	*0*	*0*	*137.0*	*150.0*	*287.0*
100'			*41.0*	*208.0*	*249.0*
110			*0*	*83.5*	*83.5*
120'				*25.0*	*25.0*
140'				*0*	*0*

El Dt para las ordenadas (10 minutos) puede ser distinto a la duración unitaria de la pp (como en este caso). Lo que es importante es que se maneje bien el desfase de cada HU en períodos iguales al tiempo unitario, en este caso 20 minutos. Los valores de las columnas 3, 4 y 5 de la Tabla 7.3, son el producto de los valores de la segunda columna por los valores de exceso de lluvia, así:

$$(17.8)\cdot(2.1)=37.4$$

teniendo presente para su ordenamiento el desfasaje, en este caso, de 20 minutos. Así:

(17.8).(2.3)=40.94 = 41

(17.4). (1.4)=24.92= 25

La columna 6 de la Tabla 7.3 es la suma de cada fila de las columnas 3, 4 y 5.

Hidrogramas sintéticos

El hidrograma unitario desarrollado a partir de datos de lluvia y de caudal, o mediante el uso de modelos de lluvia - caudal y optimización de parámetros, se aplica cuando en el punto de cierre de la cuenca se dispone de datos de caudales de una creciente y en la cuenca misma, datos de la precipitación que la descencadenaron. Es muy frecuente no contar con datos de caudal, por tal motivo se genera un hidrograma de una creciente máxima a esperar en un sitio, para luego con el mismo, realizar el diseño de una estructura o verificar una existente. En estos casos, se utilizan hidrogramas sintéticos calculados con modelos, como los modelos de Clark , Snyder o del SCS.

El modelo de Clark

El modelo de Clark (Clark,1945; HEC,1982; ASCE,1997) difiere del de Nash en que existen parámetros relacionados con la geomorfología de la cuenca que se toman en cuenta. El modelo usa dos parámetros y la relación tiempo-área para definir el hidrograma unitario. Los parámetros son: el tiempo de concentración, T_C (Capítulo 6), definido como el tiempo que una partícula de agua tarda en llegar desde el punto más alejado de la cuenca al punto de descarga (puntos 1 y 2 en Figura 7.9) y un segundo parámetro, el coeficiente de almacenamiento R, en unidades de tiempo, que tiene en cuenta el efecto de almacenamiento en la red de cauces de la cuenca (Figura 7.11)

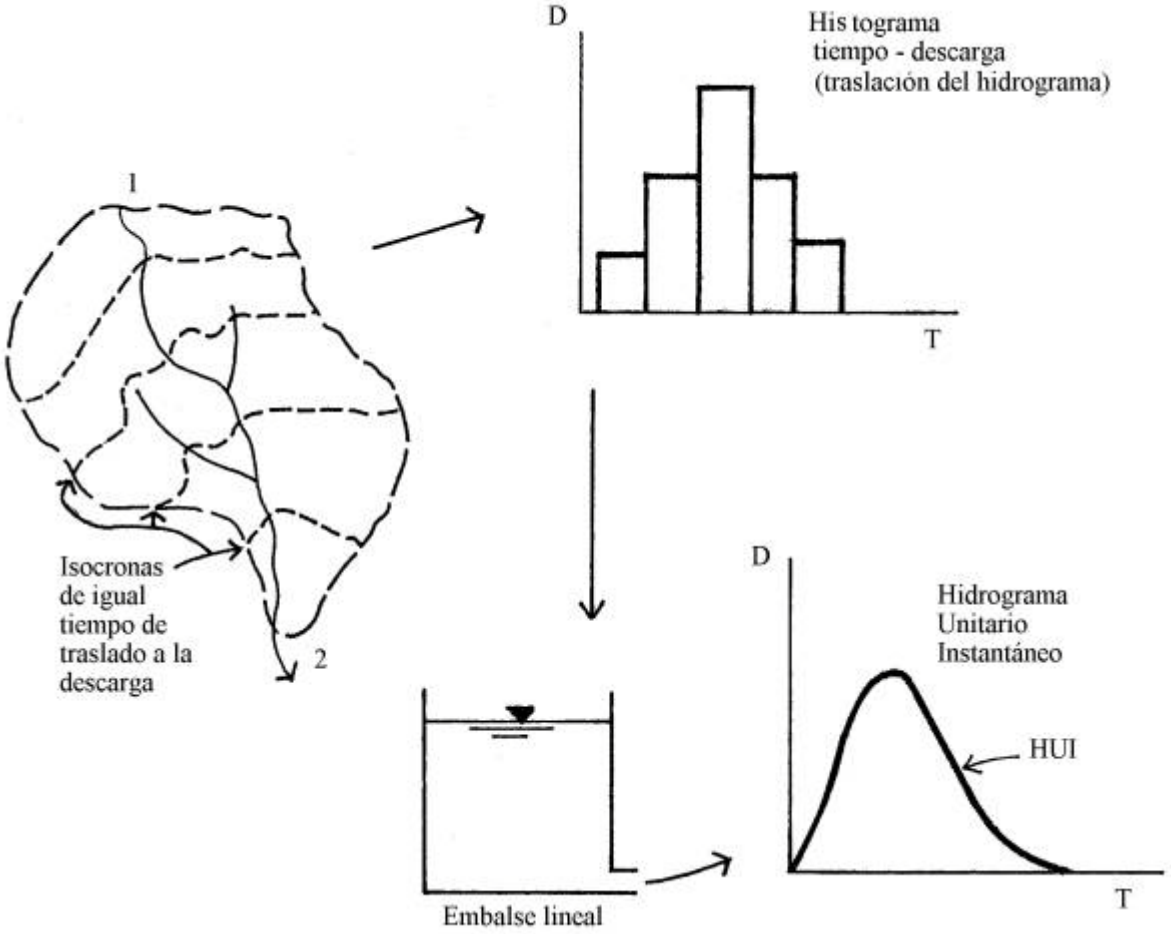


Figura 7.9 Modelo de Clark

Al igual que en el HU el exceso de precipitación unitaria (1 mm) cae uniformemente distribuida en toda la cuenca en forma instantánea. El hidrograma de tránsito en el punto de salida (punto 2) se desarrolla trasladando, el tiempo, la escorrentía directa hasta la salida, basado ésta en los datos del histograma tiempo-descarga. Este hidrograma se transita a través de un embalse lineal y su descarga es el HUI (Figura 7.9). El procedimiento de cálculo se desarrolla en detalle con la explicación del modelo HEC-1. Los conceptos teóricos son:

- El hidrograma de tránsito se deriva de la relación tiempo - área, donde el primero es el tiempo de tránsito definido por las isócronas (líneas de tiempo de traslado constante) y la segunda es el área acumulada desde la salida de la cuenca. Entonces, el hidrograma de tránsito puede calcularse determinando la relación "tiempo-área" de la porción de la cuenca (en km^2) que contribuye a la escorrentía en la salida durante el tiempo definido en la isócrona correspondiente. El eje de la ordenada del hidrograma del tránsito (Figura 7.9) es la razón entre el área que contribuye (asociada con el intervalo de tiempo) multiplicada por la lámina unitaria y dividido por el intervalo de tiempo.
- Las isócronas que se usan para definir el hidrograma de tránsito se pueden establecer estimando para un número de puntos de la cuenca, el tiempo de tránsito desde ese punto hasta la salida, para luego "trazar" líneas de iguales tiempos de traslado. Un procedimiento simple es calcular los tiempos de tránsito como tiempos de concentración desde cada punto, suponiendo que este último proporciona una buena aproximación del mismo.

- Las áreas entre isócronas se miden y se tabulan hacia aguas arriba, en forma acumulada, al igual que el tiempo de tránsito. La Figura 7.10 es una curva típica de esta relación.

Tales relaciones se pueden también poner en forma adimensional expresando áreas como porcentaje del área total y el tiempo como porcentaje del tiempo de concentración total de la cuenca (como en la abscisa de la Figura 7.10).

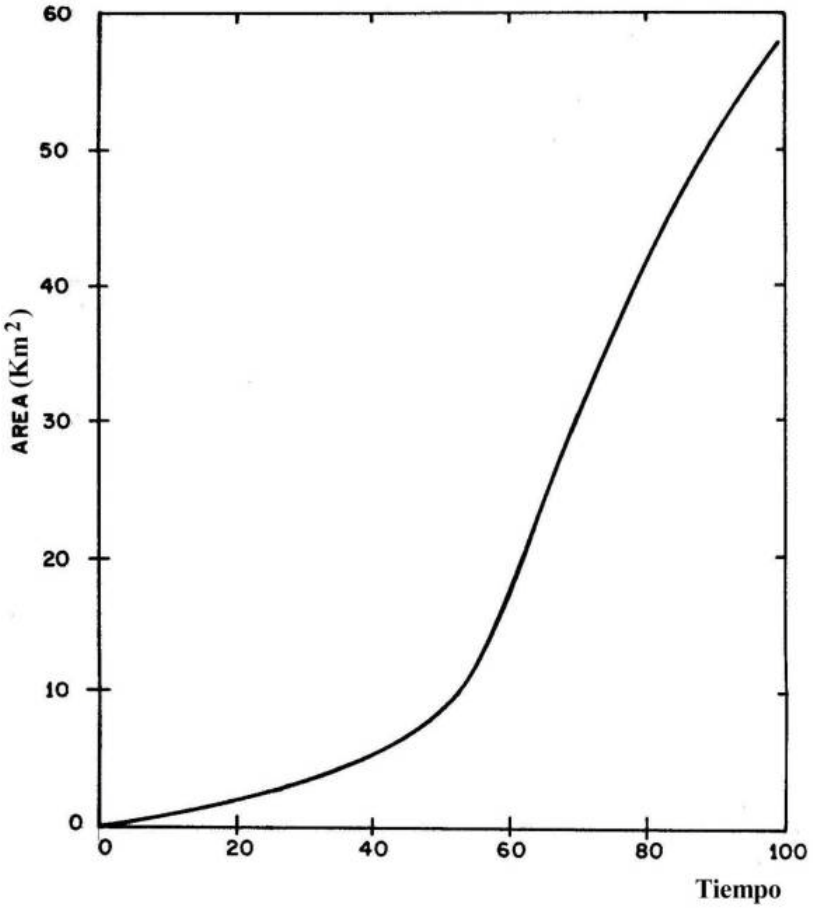


Figura 7.10 Curva típica de la relación tiempo /área de una cuenca

- El tiempo de concentración (T_C) se calcula con las fórmulas descritas en el capítulo 6.
- El coeficiente de almacenamiento, *R* (figura 7.11) se puede estimar dividiendo el caudal en el punto de inflexión del hidrograma (sacando el flujo base) por la tasa de disminución de los caudales en el intervalo de tiempo tomada para el hidrograma. Así, si el caudal en el punto de inflexión es por ejemplo 150 m^3/s, el caudal base es 20 m^3/s, el intervalo de tiempo del hidrograma es 1 hora y la tasa de agotamiento del caudal (en ese punto) es 30 $m^3/s/hora$:

$$R = \frac{(150-20)}{30}\left[\frac{m^3/s}{m^3/s/hora}\right] = 4.33 horas \qquad (7.23)$$

La Figura 7.11 es una representación del significado de los coeficientes T_C y R. Mucho se ha investigado para obtener una ecuación práctica de R. En estudios realizados en cuencas aforadas por el Cuerpo de Ingenieros (HEC, 1982) se establece:

$$\frac{R}{(T_C + R)} = 0.65$$

Es decir:

$$R(1 - 0.65) = 0.65 \cdot T_C$$

$$R = \frac{0.65 \cdot T_C}{(1 - 0.65)} = 1.86 \cdot T_C \qquad \textbf{(7.24)}$$

Donde: R es el coeficiente de almacenamiento del Clark, en horas.

T_C es el tiempo de concentración , en horas.

En investigaciones posteriores y en referencia específica al modelo HEC-1 (HEC, 1998) se establece que:

$$0.5 \cdot D_t \leq R \leq 1.86 \cdot T_C \qquad (7.24a)$$

siendo D_t el intervalo de tiempo del hidrograma de la descarga.

Ahora bien trabajando con valores de cuencas aforadas (HEC, 1982; Fernández et 2001) se han obtenido por calibración los parámetros de Snyder y Clark, que se presentan en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4 Valores de los parámetros de Snyder y Clark calculados por calibración con el modelo HEC-1

Cuenca	**Snyder**			**Clark**		**Qp**	**Obs**	**T_C+R**	$\frac{R}{(T_C+R)}$
	Tp (hr)	**Cp**	**Ct**	**T_C (hr)**	**R (hr)**	**(m^3/s)**			**(K)**
Rahway river en Springfield, agosto71, jul 75; Rahway river en Rahway, agosto 71-agosto 73, Julio 75-USA. HEC (1982) (*)	5.8 3.7 13.6 14.9 15.5	0.49 0.41 0.57 0.69 0.69		6.1 3.6 14.7 17.0 17.7	8.2 6.7 15.0 11.3 11.8	40 51 32 36 34		14.3 10.3 29.7 28.3 29.5	0.57 0.65 0.50 0.40 0.40
Apalachian Highlands, Southern California Eastern Gult México Allen et al., (1975) (**)		0.63 0.94 0.61	2.0 0.4 8.0	11.0					
Aluminé en Rahué.Fernández, P. (2001) Río Limay (Arg.) (***)	9.4	0.66		11.0	6.5	239	Alta	17.50	0.37
Aluminé en Talhelum	18.7	0.57		22.11	19.22	231	Alta	41.33	0.46
Collón Curá en Desemboc.	19.5	0.22		16.82	17.51	608	Intermedia	34.33	0.51
Traful en La Cantera	7.9	0.56		11.89	7.93	95	Alta	14.82	0.40

Nota: Las (*) y (**) son cuencas aluvionales y las (***) cuencas no aluvionales.

Como se puede apreciar existe bastante semejanza entre los valores de la relación R/T_C+R, de las determinaciones en EE.UU. y en Argentina en cuencas aluvionales pequeñas y no aluvionales grandes. El promedio de los valores de la Tabla 7.4 es de:

$$\frac{R}{(T_C + R)} = 0.47 \text{ ; Despejando R es:} \qquad (7.25)$$

$$R = 0.47\ Tc + 0.47\ R$$
$$R - 0.47R = 0.47\ T_C \qquad (7.25a)$$

Luego: R (1-0.47R = 0.47 Tc

$$R = \frac{0.47 \cdot T_C}{(1-0.47)} = 0.88 \cdot T_C \qquad (7.26)$$

Para R, se obtiene un valor inicial que se puede usar en el calculo preliminar del coeficiente de almacenamiento dentro de los límites dados en 7.24.

Generalizando la ecuación 7.25 para cuencas con datos de aforo y haciendo:

$$\frac{R}{(T_C + R)} = K \qquad (7.27)$$

Se tiene: R = K.Tc + K.R
R – K.R = K.Tc
R (1-K) = K .Tc

Luego $$R = \frac{K}{(1-K)} \cdot T_C \qquad (7.28)$$

A semejanza de lo realizado en la Tabla 7.4, con cuencas aforadas se pueden encontrar valores del coeficiente K para las cuencas bajo estudio.

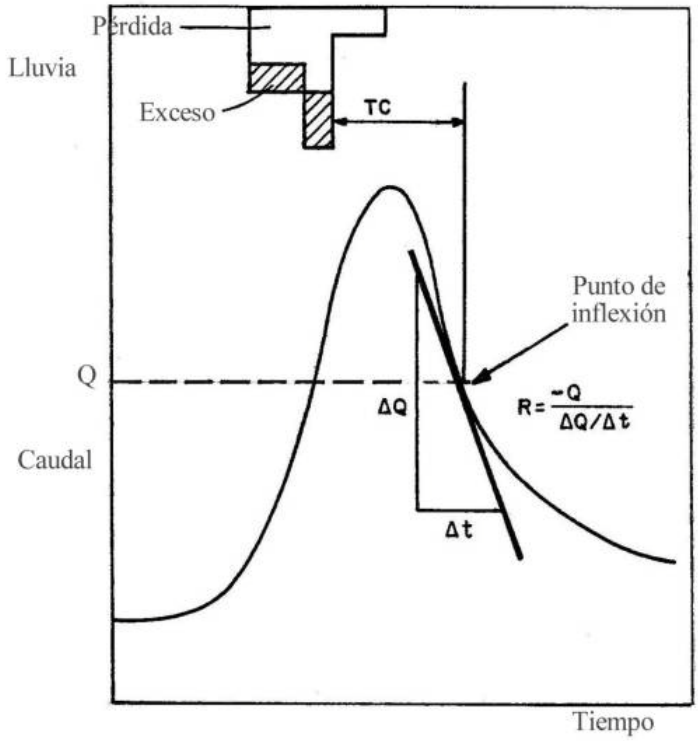


Figura 7.11 Representación gráfica de los coeficientes de Clark

En el Modelo HEC-1 o el HMS se desarrollan los procedimientos utilizados en la modelación por el método de Clark. Si existe la disponibilidad de datos de caudal y precipitación, T_C y R se calculan en primera aproximación, como se explicó, de eventos observados (Figura 7.11) y

luego por optimización de parámetros usando el modelo HMS, se ajustan los mismos (T_c y R). En el caso de no tener datos de aforo se pueden usar relaciones empíricas como las ya mencionadas. Cuando el valor de *R* disminuye, aumenta el pico del hidrograma.

Modelo de Snyder (1938)

El método de Snyder provee ecuaciones que definen las características del hidrograma unitario sin el uso del modelo conceptual. Las ecuaciones se han desarrollado para calcular el pico y la base del hidrograma unitario. Se definen también empíricamente el ancho del HU al 50% y al 75% del caudal pico (Figura 7.12).

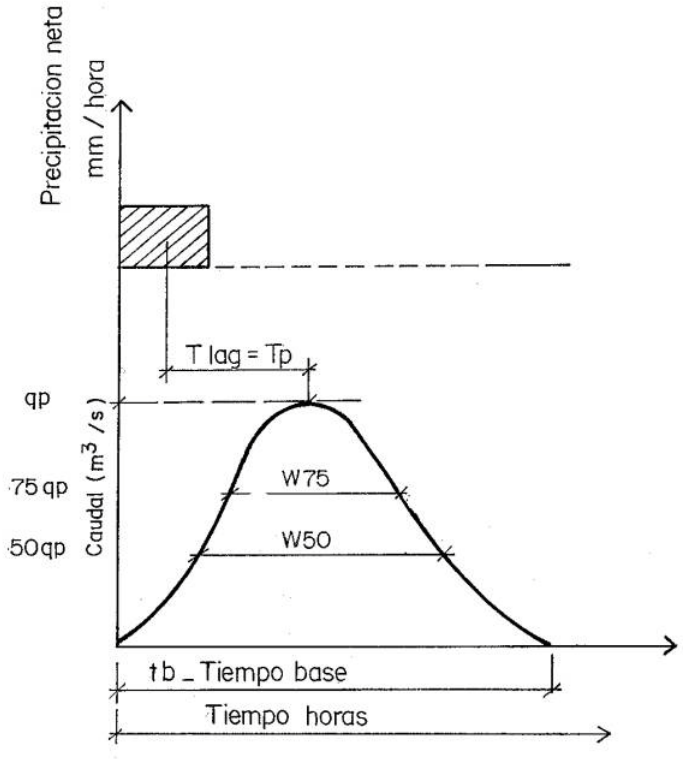


Figura 7.12 Hidrograma unitario sintético estándar de Snyder

Las principales ecuaciones de Snyder en sistema internacional de unidades son:

$$T_R = C_1 \cdot C_t \cdot \left(L_{ca} \cdot L\right)^{0.3} \tag{7.29}$$

$$Q_p = \frac{0.2778 \cdot C_p \cdot A}{T_p} \tag{7.30}$$

Donde: T_R es el tiempo de retraso de la cuenca en horas y fracción.

L_{ca} es la distancia desde la estación de salida de la cuenca y el centroide de la misma medido a lo largo del canal principal, en kilómetros.

L es la distancia en kilómetros desde la estación de salida al borde mas alejado de la cuenca medido a lo largo del canal principal, en kilómetros.
C_t es el coeficiente empírico que depende de las características de la cuencas estudiadas.
C_1 es una constante igual a 0.7517 en el SI de unidades (Chow et al., 1994).
Q_p es el caudal pico producido por una lluvia neta unitaria, en metros cubicos por segundo.
C_p es el coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0.4 y 0.9 (tabla 7.4).
A es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados.
0.2778 factor unificador de unidades.

El producto $L \cdot L_{ca}$ es una medida del tamaño y la forma de la cuenca. Este factor intenta parametrizar la forma de la cuenca en términos de la longitud, L y ancho, L_{ca}.

Una ecuación propuesta para C_t (Chow, 1964) es:

$$C_t = \frac{0.6}{\sqrt{S}} \tag{7.31}$$

Con S, la pendiente media de la cuenca. Snyder propone valores entre 1.8 y 2.2; siendo los valores menores los correspondientes a cuencas de mayores pendientes.

La duración del exceso de lluvia (Td en horas) es:

$$T_d = \frac{T_R}{5.5} \tag{7.32}$$

Donde T_R es el tiempo de retraso (ecuación 7.29)

La duración de la escorrentía superficial y base del hidrograma unitario T_b (en días) está dada por:

$$T_b = 3 + 3 \cdot \left(\frac{T_R}{24} \right) = 3 + \frac{T_R}{8} \tag{7.33}$$

Esta expresión da un mínimo de tiempo base de 3 días, hasta en cuencas pequeñas, porque incluye el efecto del flujo subsuperficial. Por este motivo el método de Snyder no es recomendable de aplicar en cuencas pequeñas de tiempos de concentración bajos (Allen et al., 1975).
Snyder desarrolló el método para cuencas de los montes Apalaches. Aplicaciones posteriores han producido valores diferentes. Estos coeficientes se deben encontrar para una región por calibración (usando, por ejemplo, como en la Tabla 7.4, el modelo HEC-1 o el HMS), incluso para T_p se pueden usar ecuaciones diferentes a la ecuación 7.29, tomando en cuenta parámetros geomorfológicos de la cuenca. Por ejemplo una expresión alternativa de la 7.32, que ha demostrado ser útil es:

$$T_R = \frac{L \cdot L_{ca}}{S^{1/2}} \tag{7.34}$$

Donde S es la pendiente del curso principal en m/m.

El coeficiente empírico de retención y almacenamiento, C_p, (tabla 7.4) tiende a ser bastante constante para una región. El coeficiente empírico, C_t, representa la variación en las pendientes de la cuenca y la capacidad de almacenamiento de la misma ("Storage"). En general cuando C_p aumenta C_t disminuye.
El cálculo manual del hidrograma por el método de Snyder necesita de dos valores que dan el ancho del hidrograma (en horas) correspondiente a los valores del 75% del caudal pico, W_{75} y al 50% W_{50} (Figura 7.12). El método se usa fácilmente como una de las opciones del modelo HEC-1 o el HMS. También se puede construir un hidrograma triangular con los valores de Q_p y T_b., calculados con las ecuaciones: 7.30 y 7.33.

Los valores de W_{75} y W_{50} en horas y fracción, están dados por la siguiente ecuación empírica :

$$W = C_w \cdot Q_p^{-1.081} \tag{7.35}$$

Donde C_w es igual a 1.22 para W_{75} y 2.14 para W_{50}, para el Sistema Internacional.
En el modelo HEC-1 se trata el uso del método de Snyder; en la Tabla 7.4 se han indicado algunos valores de parámetros de Clark y Snyder obtenidos por calibración.

Método del servicio de conservación de suelos (SCS-CN)

La metodología desarrollada por el Soil Conservation Service. SCS (hoy Natural Resources Conservation Service – NRCS) ocupa un lugar en el "diseño hidrológico" por su practicidad, capacidad operativa y aceptables resultados. a medida que ha sido usada con más frecuencia y en un mayor número de escenarios. Los primeros trabajos del SCS se refieren principalmente a áreas cultivadas, luego se ha extendido a áreas naturales y urbanas.
La determinación del volumen de escurrimiento (precipitación efectiva) como resultado de una precipitación caída en un área dada, es función de numerosas variables: tipo y uso del suelo, pendiente, vegetación, porcentaje de cobertura, grado de humedad, temperaturas precedentes, etc. El SCS ha elaborado una metodología para la estimación de dicho escurrimiento comprobada en un gran número de cuencas de los Estados Unidos, Europa y América.
El método del SCS, depende de las siguientes relaciones básicas:

$$\frac{F}{S} \quad y \quad \frac{P_e}{P_T} \tag{7.36}$$

Donde: F es la retención real de agua en la cuenca durante la lluvia excluyendo I_a. Su valor máximo es S.
S es la máxima capacidad de retención de agua en la cuenca excluyendo I_a.
P_T es la precipitación total de la tormenta.
P_e es la precipitación directa o efectiva.
I_a es la pérdida inicial.

Cuando la lluvia se prolonga (Figuras 7.13a y 7.13b):

$F \to S \quad y \quad P_e \to P_T$ y ambas relaciones (7.36) tienden a 1

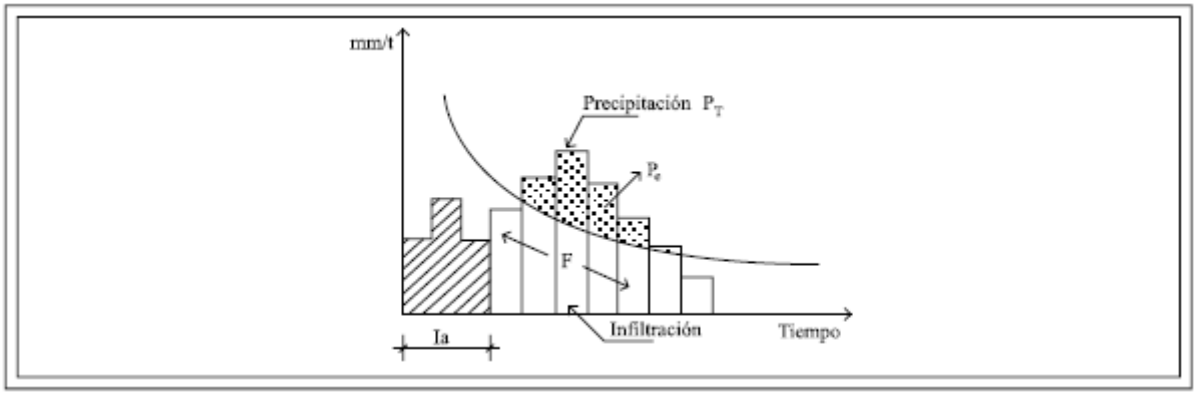


Figura 7.13a Variables del método del SCS –CN

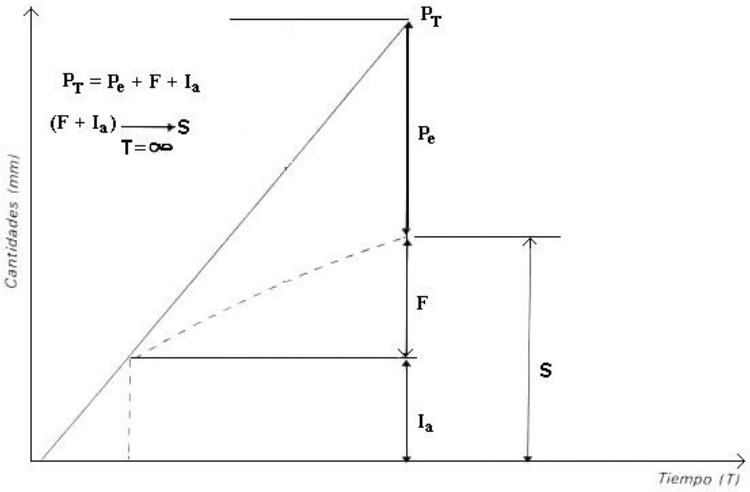


Figura 7.13 b Otra representación de las variable del método del S.C. S - CN

Ahora bien si *F* se hace igual a *S*, cuando la cantidad de precipitación es razonablemente grande, el suelo se satura y la precipitación directa, P_e, se hace igual a P_T, entonces las relaciones (7.36) se hacen:

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P_T} \tag{7.37}$$

Además de la Figura 7.13 a, se tiene:

$$F = P_T - P_e \tag{7.38}$$

Sustituyendo la ecuación 7.38 en la 7.37 resulta:

$$\frac{P_T - P_e}{S} = \frac{P_e}{P_T} \tag{7.39}$$

$$\frac{P_T - P_e}{P_e} = \frac{S}{P_T} \;\; ; \;\; \frac{P_T\left(P_T - P_e\right)}{P_e} = S$$

Operando con la 7.39 y despejando P_e queda:

$$P_e = \frac{P_T^2}{P_T + S} \tag{7.40}$$

Que es la relación precipitación – escorrentía ignorando I_a

De la Figura 7.13a la pérdida inicial, I_a, se la puede incluir, en la ecuación (7.40) restándola de la precipitación P_T, obteniendo así la ecuación de la lámina del exceso de precipitación (escorrentía directa):

$$P_e = \frac{\left(P_T - I_a\right)^2}{\left(P_T - I_a\right) + S} \tag{7.41}$$

El método de SCS no incorpora el tiempo (t) explícitamente en la ecuación 7.41. Por lo tanto, se requiere incluirlo en la aplicación del método a un hietograma de lluvia, así :

$$P_e(t) = \frac{\left(P_T(t) - I_a\right)^2}{\left[\left(P_T(t) - I_a\right) + S\right]} \tag{7.42}$$

Donde $P_e(t)$ es la precipitación efectiva (escorrentía directa) acumulada en el tiempo *t*, y $P_T(t)$ es la lluvia total acumulada en el tiempo *t*. Considerando que

$$\Delta t = t_2 - t_1$$

Se tiene:

$$\Delta P_e = P_e(t_2) - P_e(t_1) \tag{7.43}$$

Por lo tanto, el cálculo de la precipitación efectiva (escorrentía directa) acumulada hasta un tiempo dada por la ecuación 7.41 es dependiente de la precipitación acumulada hasta el mismo tiempo. A partir de los resultados de estudios realizados en pequeñas cuencas experimentales, se estableció una relación entre I_a y S:

$$I_a = 0.2 \cdot S \tag{7.44}$$

Sustituyendo la ecuación 7.44, la ecuación 7.42 queda:

$$P_e = \frac{(P_T - 0.2 \cdot S)^2}{(P_T + 0.8 \cdot S)} \tag{7.45}$$

Al representar gráficamente la relación entre P_e y P_T de la ecuación 7.45 el SCS definió un número adimensional (CN)correspondiente a una curva determinada (Curvas CN). La ecuación 7.45 se usa para calcular las curvas del número de curva, CN, de la Figura 7.14. Con la precipitación total de la tormenta , en la abscisa y la precipitación efectiva o escorrentía directa, en la ordenada. En base al estudio del complejo hidrológico suelo-vegetación se determina el escurrimiento directo (Figura 7.14). Entrando en la abscisa con el valor de la lamina total (P_T) de lluvia hasta la curva de CN y leyendo el valor de escorrentía directa en la ordenada (P_e).

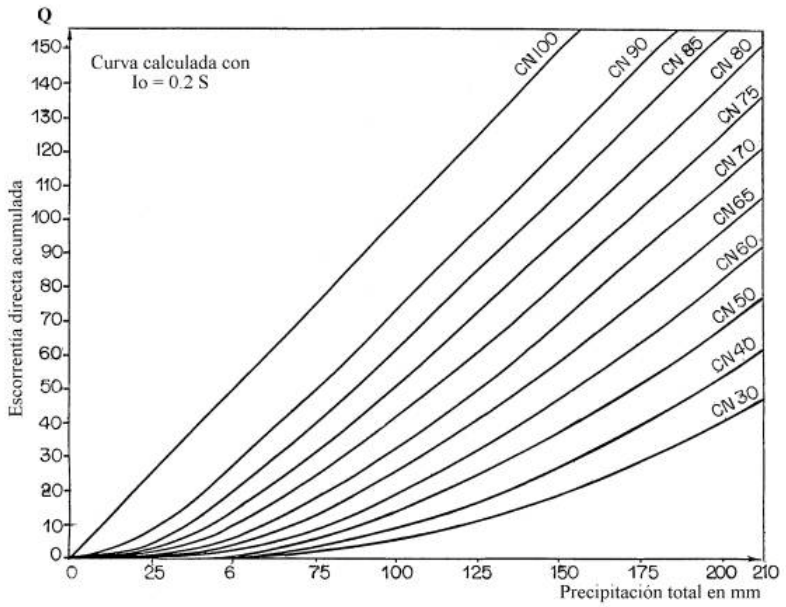


Figura 7.14 Relación precipitación total vs precipitación efectiva usando valores de CN.

El parámetro CN (número de curva de escorrentía o complejo hidrológico suelo y cobertura vegetal) es en realidad una transformación empírica del parámetro S.
La ecuación de CN en milímetros es:

$$CN = \frac{25400}{S + 254} \tag{7.46}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{7.46a}$$

La relación entre S y CN es matemática, no obstante se puede, basado en la interpretación de la ecuación 7.46a, obtener los límites de *CN* para diferentes condiciones de saturación del suelo (*S*). Cuando el suelo está saturado o es impermeable CN es igual a 100 y entonces *S* es cero.

De igual forma si CN $\rightarrow$ 0 se tiene S $\rightarrow \infty$. Si el suelo se va secando, la capacidad de retención de humedad (*S*) aumenta. Siendo *S* la máxima capacidad de retención de agua en el perfil del suelo, el valor de *S* para un determinado suelo hasta una profundidad *z* está dado también por la ecuación:

$$S = \frac{\omega_{SAT} - \omega_{SECO}}{100} \cdot \delta_a \, . \, z \qquad (7.47)$$

Donde: ω_{SAT} es el porcentaje de humedad en el suelo saturado.

ω_{SECO} es el porcentaje de humedad en el suelo seco.

δ_a es el densidad relativa del suelo.

z es la profundidad a considerar del perfil del suelo.

Ejemplo 7.3

Calcular los valores de S y CN para los siguientes datos de un suelo:

$\omega_{SAT} = 25\%$

$\omega_{SECO} = 5\%$

$\delta_a = 1.4$

$z = 300mm$

Solución:

Aplicando la ecuación 7.47, resulta:

$$S = \frac{\omega_{SAT} - \omega_{SECO}}{100} \cdot \delta_a \, . \, z = \left(\frac{25-5}{100} \right) \cdot (1.4) \cdot (300) = 84[mm]$$

Y usando la ecuación 7.46, se tiene:

$$CN = \frac{25400}{84 + 254} = 75$$

a mayor valor de S, CN es menor.

De acuerdo a los datos experimentales valores CN < 30 son muy improbables desde el punto de vista práctico (Tabla 7.10).

Desde el punto de vista hidrológico los suelos se clasifican en 4 grupos principales (Tabla 7.5) según las siguiente premisas:

- La pendiente del terreno incrementa el potencial de escurrimiento.
- Suelos con perfiles de características semejantes responden en forma semejante al efecto de una tormenta de gran intensidad.
- La clasificación debe basarse siempre en una misma técnica de medición.
- El criterio formado por los especialistas en base a numerosas observaciones es fundamental en la clasificación del suelo.

Tabla 7.5 Clasificación de suelos según potencial de escurrimiento

Tipo de suelo	Potencial de escurrimiento
A	Mínimo
B	Medio
C	Alto
D	Máximo

Teniendo en cuenta que a medida que el uso o el tratamiento del suelo aumentan, se incrementa la retención y se disminuye la producción de avenidas por el escurrimiento, se han clasificado dichos usos desde el punto de vista de los efectos hidrologicos, como se especifica en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6 Clasificación de los usos del suelo según los efectos hidrológicos

Tipo	**Descripción**
Rotaciones	Se consideran las rotaciones malas o buenas en función de la densidad de vegetación de la rotación. Así aquellas rotaciones con alfalfa que mejora la textura del suelo y aumenta sus condiciones de infiltración es considerada una buena rotación.
Praderas naturales y pastizales	Malas: exceso de pastoreo, cobertura menor al 50% del área Regulares:pastoreo regular, cobertura entre el 50% y el 75% del área Buenas: pastoreo ligero, cobertura mayor del 75%
Lotes de bosques	Malos: pastoreo excesivo, se queman regularmente, árboles pequeños. Regulares: algo de pastoreo, no se queman pero no están protegidos. Buenos: protegidos, sin pastoreo y con arbustos
Bosque comercial	Se considera un caso particular para el que el Servicio Forestal ha realizado determinaciones especiales.
Tipos varios de terrenos	Incluye cascos de estancias, caminos y áreas urbanas. Estas áreas se consideran dentro de algunos de los tipos de cubierta analizados. Cuando el área impermeable es grande y la cuenca pequeña, se la considera una clase individual con el 100% de escurrimiento.
Cultivo en hileras	Son aquellos que se siembran siguiendo las curvas de nivel, la tabla de valores de CN es para tamaños de surcos en condiciones medias.
Terrazas	La tabla incluye el caso de terrazas con pendiente y con extremos abiertos. Las terrazas a nivel y con extremos cerrados deben considerarse como surcos a nivel.

Las condiciones de humedad antecedente, indican el estado de la humedad del perfil del suelo en la cuenca al producirse una tormenta determinada, como son: precipitación en el período anterior de 5 a 30 días, efectos de la infiltración y la evapotranspiración, hacen variar el valor de *CN*. Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes con los datos normalmente disponibles éstas han sido reducidas a 3 casos y presentadas en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7 Condiciones de humedad para la determinación del *CN*

Condición	**Tipo suelo**	**Descripción**
I	Suelo seco	Los suelos están secos. pero no hasta el punto de marchitamiento.
II	Suelo con capacidad de campo	Condición promedio. Normalmente es la condición que se considera en el diseño como precedente a las crecientes (suelo en capacidad de campo)
III	Suelo en saturación	Cuando ha llovido mucho el suelo está con muy baja infiltración inicial (sólo es posible la infiltración básica)

Con el grupo hidrológico de suelo, su uso y cobertura se entra a la Tabla 7.8 que da el valor de *CN* para las distintas combinaciones hidrológicas. Otras combinaciones de suelo y vegetación se incluyen en la Tablas de la 7.9 a la 7.12; para las combinaciones de forestales con pasturas en la Figura 7.15, se entra con el porcentaje de densidad de cobertura, se corta la recta del grupo de suelo correspondiente y se obtiene el *CN*. Las tablas y gráficos dan el valor de CN para la Condición II (Figura 7.14), si las condiciones precedentes en la cuenca de estudio difieren de las mencionadas, en la Tabla 7.13 se dan las conversiones correspondientes.

Tabla 7.8 Valores de CN para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo-vegetación para las cuencas en Condicion II

Uso del Suelo y Cubierta	Tratamiento ó Método	Condición para la Infiltración	Grupo Hidrológico del Suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	88
	CyT	Buena	62	71	78	88
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Buena	10	35	70	79
	C	Regular	25	59	75	83
Pradera (permanente)			30	58	71	70
Bosques (lotes de bosques)		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cascos de estancias			59	74	82	86
Caminos (revestidos)			72	82	87	89
(Con pavimentos duros)			74	84	90	92

SR son hileras rectas. T son terrazas.
C son líneas de nivel. CyT son terrazas a nivel.

Tabla 7.9 Tabla adicional de valores de *CN*, para las cuencas en Condición II

Uso y Cubierta del Suelo	Grupo Hidrológico del Suelo			
	A	B	C	D
Suelo desnudo	77	85	91	93
Pasto (matas de pasto o baja densidad de siembra)	51	70	80	84
Cultivos menores (jardines o huertas)	45	66	77	83
Caña de azúcar (quema de residuos)	43	65	77	82
Caña de azúcar (surcos en contorno)	42	58	72	79
Vegetación natural	25-30	41-45	57-63	66
Matorral de hoja caduca (roble o natural con piso de gramilla	29-33	43-48	69-65	67
Pasturas irrigadas	32-37	46-51	62-68	70
Frutales con verdeo anual	37-41	50-55	64-69	71
Pastos anuales	46-49	57-60	68-72	74
Cereales de cosecha fina	61-64	69-71	76-80	81
Cereales de cosecha gruesa	67-69	74-76	80-83	84

Areas urbanas				
Baja densidad (15 al 18% de la sup.)	69-71	75-78	82-84	86
Media densidad (21 al 27% de la sup.)	71-73	77-80	84-86	88
Alta densidad (50 al 75% de la sup.)	73-75	79-82	86-88	90

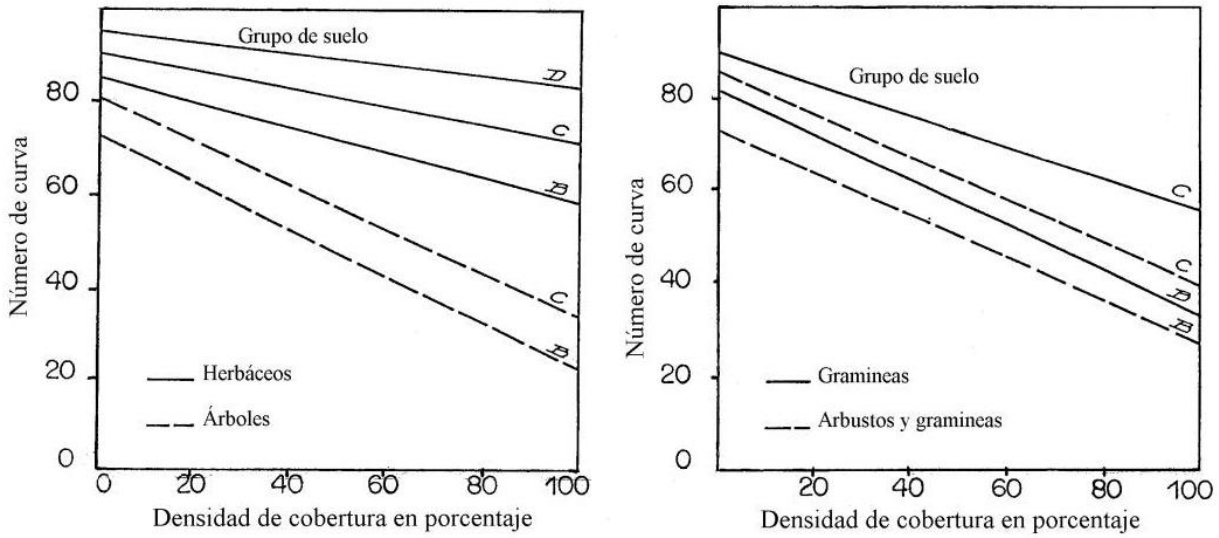


Figura 7.15 Valores de CN en condición II

Tabla 7.10 Valores de *CN* de escorrentía para área forestales en condiciones medias de humedad previa y para $I_a = 0.2\ S$ (Tragsa y Tragsatec, 1998).

Descripción de la cubierta	**Estado hidrológico**	**Número de curva para cada grupo hidrológico de suelo**			
Tipo de cubierta		**A**	**B**	**C**	**D**
Pastos. prados o forraje permanente para pastoreo (1)	Malo	68	79	86	89
	Medio	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
Prados cubiertos permanentemente con hierba. protegidos del pastoreo y normalmente segados para heno (prados de siega)	- - -	30	58	71	78
Matorral. mezcla de matorral y maleza siendo el matorral el elemento prioritario (2)	Malo	48	67	77	83
	Medio	35	56	70	77
	Bueno	30(3)	48	65	73
Mezcla de bosques y hierba (huerto o árboles frutales)	Malo	57	73	82	86
	Medio	43	65	76	82
	Bueno	32	58	72	79
Bosques	Malo	45	66	77	83
	Medio	36	60	73	79
	Bueno	30(3)	55	70	77
Granjas. construcciones. caminos. carreteras y alrededores	- - -	59	74	82	86

Notas:

(1) Malo: Menos del 50% de cubierta del suelo en sitios muy pastoreados sin cubierta de residuos.
Medio: Entre el 50-75% de cubierta del suelo y no muy pastoreadas
Bueno: Más del 75% de cubierta del suelo y muy poco u ocasionalmente pastoreada.

(2) Malo: Menos del 50% de cubierta del suelo
Medio: Entre el 50-75% de cubierta del suelo

Bueno: Más del 75% de cubierta del suelo

(3) Si el CN real es < 30; utilizar CN = 30 para cálculos de escorrentías

Tabla 7.11 Valores de CN de escorrentía para zonas de montañas áridas y semiáridas(1) en condiciones medias de humedad previa y para $I_a = 0.2\ S$

Descripción de la cubierta	Estado hidrológico[2]	Número de curva para cada grupo hidrológico de suelo			
Tipo de cubierta		A[3]	B	C	D
Herbácea: Mezcla de hierba. maleza matorral de bajo crecimiento. siendo el matorral el elemento de menor importancia	Malo		80	87	93
	Medio		71	81	89
	Bueno		62	74	85
Roble/álamo: Mezcla de álamo caoba de montaña. "bitter brush", arce y otros arbustos	Malo		66	74	79
	Medio		48	57	63
	Bueno		30	41	48
Pinaceas/Juniperus: Pinaceas, Juniperus o ambas con hierba bajo cubierta	Malo		75	85	89
	Medio		58	73	80
	Bueno		41	61	71
Labiadas con hierba bajo cubierta	Malo		67	80	85
	Medio		51	63	70
	Bueno		35	47	55
Mata desértica: La mayoría de las plantas incluyen plantas halófilas. plantas crasas, plantas con aceites esenciales	Malo	63	77	85	88
	Medio	55	72	81	86
	Bueno	49	68	79	84

(1) Para regiones húmedas utilizar cuadro de áreas forestales

(2)Malo: < 30% de cobertura de suelo (hierbas y arbustos).
Medio: 30-70% de cobertura de suelo.
Bueno: > 70% de cobertura de suelo.

(3) Los números de curva del grupo A sólo se han desarrollado para matas desérticas.

Tabla 7.12 Valores de CN de escorrentía para áreas urbanas (1) en condiciones medias de humedad previa y para $I_a = 0.2\ S$

Descripción de la cubierta	% medio de superficie impermeable [2]	Nº de curva para cada grupo hidrológico de suelo			
Tipo de cubierta		A	B	C	D
Areas urbanas completamente desarrolladas (vegetación establecida)					
Espacios abiertos (césped, parques. campos de golf, cementerios. etc)[3]					
Malas condiciones (cubiertas <50%)		69	79	86	89
Condición media (regular) (50<Fcc<75%)		49	69	79	84
Buenas condiciones (F>75%)		39	61	74	80
Superficies impermeables:					
Aparcamientos pavimentados, tejados, carreteras, etc.		98	98	98	98
Calles asfaltadas y alcantarillas		98	98	98	98
Cunetas asfaltadas		83	89	92	93
Gravas		76	85	89	91
Lodos		72	82	87	89
Areas desérticas urbanas:					
Paisajes naturales desérticos (sólo superficies permeables)[4]		63	77	85	88
Paisaje desértico artificial (maleza impermeable leñosas rastreras) (2.4cm), capas de arena o grava)		96	96	96	96
Distritos urbanos:					
Comercial y de negocios	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93

Distritos residenciales según tamaño medio					
≤ 500 m^2	65	77	85	90	92
1.000m^2	38	61	75	83	87
1.350m^2	30	57	72	81	86
2.000m^2	25	54	70	80	85
4.000m^2	20	51	78	79	84
8.000m^2	12	46	65	77	82
Áreas urbanas en desarrollo					
Superficies recientemente catalogadas (sólo superficies permeables, sin vegetación) [3]		77	86	91	94

Notas:

(1) Condiciones medias de humedad previa Ia = 0.2S

(2)El porcentaje medio de superficie impermeable que aparece en la tabla se usó para desarrollar los números de curva compuestos. Las otras suposiciones son las siguientes: las superficies impermeables están relacionadas directamente con el sistema de drenaje; las superficies impermeables tienen un *CN = 98* y las permeables se consideran equivalentes a espacios abiertos en buenas condiciones hidrológicas.

(3) Estos CN son equivalentes a los de los pastos. Los CN compuestos se calculan para otras combinaciones de tipo de cubierta en espacios abiertos.

(4) Los CN compuestos para paisajes naturales deserticos deben calcularse utilizando los % de superficie impermeable (CN=98) y superficie permeable. El CN de las superficies permeables se supone equivalente a matorral desértico en malas condiciones hidrológicas.

Tabla 7.13 Transformación de *CN* para diferentes condiciones de humedad antecedente del suelo(Tabla 7.7

CN para la Condición II	**CN correspondientes para las Condiciones**	
	I	**III**
100	100	100
95	87	99
90	78	98
85	70	97
80	63	94
75	57	91
70	51	87
65	45	83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50
25	12	45
20	9	39
15	7	33
10	4	26
5	2	17
0	0	0

La condición de humedad antecedente del suelo, resulta un elemento importante no sólo para el caso de la construcción de hidrogramas sintéticos sino para obtener una buena calibración de modelos usando crecientes aforadas. Considerando el período de 5 días anteriores al de la lluvia que produce la creciente se ha determinado , la condición precedente de humedad en el suelo (Tabla 7.14).

Tabla 7.14 Condición precedente de humedad según la lluvia total caída durante los 5 días anteriores

Condición	**Período de reposo vegetativo**	**Período vegetativo**
I seco	Menos de 12.5 mm	Menos de 35.5 mm
II capacidad de campo	De 12.5 a 28 mm	De 35.5 a 53 mm
III saturado	Más de 28mm	Más de 53mm

La velocidad de infiltración está relacionada con los grupos hidrológicos de suelos definidos para la determinación de CN según se indican en la Tabla 7.15 para distintos grupos de suelos. Valores mínimos de velocidad de infiltración a usar para cada grupo hidrológico de suelos . Para cada grupo de suelos es aconsejable usar los valores mínimos al menos que se puedan justificar valores mayores (USDA, 1969).

Tabla 7.15 Mínimo valor de velocidad de infiltración en mm/hora

Grupo de suelo	Mínimo valor de velocidad de infiltración en mm/hora
A	7.5 a 11.5
B	4.0 a 7.5
C	1.3 a 4.0
D	0.0 a 1.3

Consideraciones adicionales referentes al uso del Método SCS-CN

Como se ha mencionado el método SCS-CN, no obstante ser bastante criticado por su cierto grado de empirismo, ha sido ampliamente usado y ello le ha dado un grado aceptable de solidez, sobre todo en el diseño hidrológico. Como se ha indicado en el método original de SCS - CN, se toma $I_a = 0.2\,S$, sin embargo, investigaciones posteriores y el uso del método han ampliado este concepto (Hawkins et. al., 2001), generalizando la ecuación 7.44 de la siguiente manera:

$$I_a = \lambda \cdot S \quad \therefore \quad \lambda = \frac{I_a}{S} \tag{7.48}$$

Reemplazando la ecuación 7.48 en la ecuación 7.45 queda :

$$P_e = \begin{cases} \dfrac{(P_T - \lambda \cdot S)^2}{(P_T - \lambda \cdot S + S)} & \textit{cuando} \quad P_T \geq \lambda \cdot S \\ \\ 0 & \textit{cuando} \quad P_T < \lambda \cdot S \end{cases} \tag{7.49}$$

Es decir, hay escorrentía directa cuando la precipitación es mayor o igual a la pérdida inicial. El índice de almacenamiento, *S*, tiene los valores de 0 e ∞ que corresponden a *CN = 100* y *0* respectivamente. La ecuación 7.49, por una transformación algebraica se puede expresar como:

$$P_e = \frac{\left(P_{.T} - \lambda \cdot S\right)^2}{P_T + \left(1 - \lambda\right) \cdot S} \tag{7.50}$$

La ecuación 7.50 se usa para determinar diferentes valores de λ con numerosos ensayos de tormentas, en los cuales se ha encontrado que, en ciertos casos, proporcionan un mejor ajuste para $\lambda = 0.05$ que con $\lambda = 0.20$. Así, tomando $\lambda = 0.05$ la ecuación 7.50 queda:

$$P_e = \frac{\left(P_T - 0.05 \cdot S\right)^2}{\left(P_T + 0.95 \cdot S\right)} \tag{7.51}$$

Hawkins (2001) sugiere en este caso el recálculo de las curvas de CN, con la ecuación 7.51, en lugar de la ecuación 7.45 aunque expresa que las mayores diferencias se observan en valores bajos de CN y de lluvias no muy intensas.

Determinación de CN con imágenes del satélite

Las imágenes de satélite en el apoyo de los estudios de cobertura vegetal y clasificación de suelos se usa como técnica de diseño para el método del SCS-CN desde la década del 70 del siglo pasado

Con el perfeccionamiento de las imágenes satelitales (Lansat) en relación a su resolución y color esta técnica es hoy de uso corriente en diseño hidrológico, no sólo para ayudar la determinación de cobertura vegetal y uso del suelo, sino en aplicaciones hidrológicas como: índices de infiltración, índices de erosión, evaporación y entre otras. (Menenti, 1988; Pilgrim, et al.,1988).

En el caso del apoyo a la estimación de *CN* que resulta de importancia en el cálculo de escorrentía directa, resulta fundamental la medida y el mapeo de la densidad de vegetación, para lo cual se usan dos índices: NDVI (Normalized Difference Vegetation Index) y EVI (Enhanced Vegetation Index).

En el primer caso, NDVI, los mapas de satélite muestran la densidad de vegetación y su tipo. Valores bajos de este índice, 0.1 ó menos, corresponden a áreas desprovistas de vegetación, rocas, arenas, nieve; mientras que valores moderados (0.2 – 0.4), a vegetación arbustiva de arbustos bajos como en zonas de climas templados semiáridos y valores altos (0.6 – 0.80, o mayores) a vegetación densa y bosques o selvas tropicales. Actualmente, en el marco de mejorar estas determinaciones, se usa el NOAA, "Advanced High Resolution Radiometers" (AVHRR), para medir la longitud de onda e intensidad de color en el espectro visible e infrarrojo cercano, cuya luz reflejada por la superficie terrestre y retornada al espacio sirve con el índice de vegetación para definir el estado de la vegetación, la densidad y el estado de las plantas en relación a su condición hídrica, es decir, si está en buen estado o con déficit hídrico. Las bandas usadas para vegetación con Landsat son:

$$4 \quad y \quad 3; \quad NDVI = \frac{4-3}{4+3}$$

Su análisis se realiza adecuadamente con “Arc-View-Image Analist”. La relación entre el tamaño del píxel a seleccionar y la escala del plano a utilizar para representar el terreno se indican en la Figura 7.16.

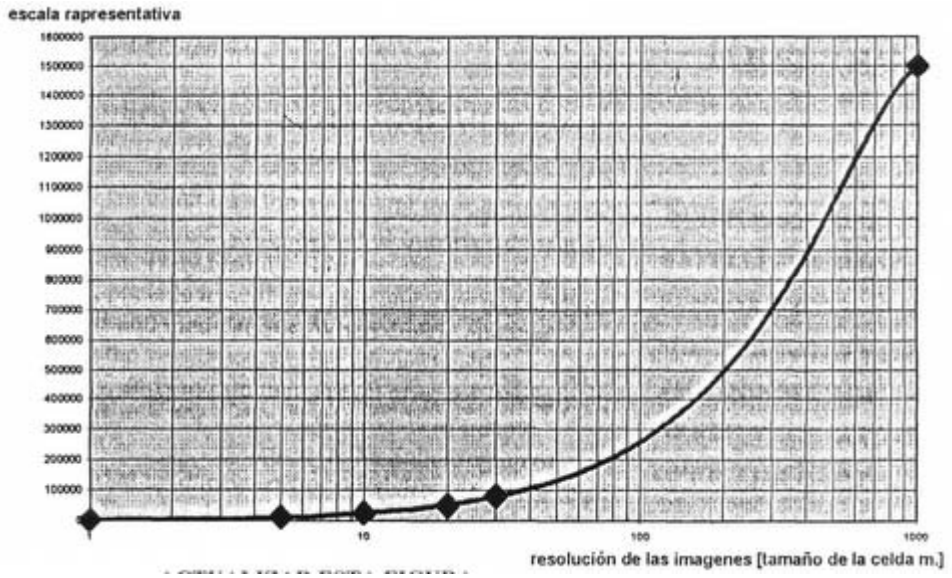


Figura 7.16 Resolución de imágenes y escala representativa.

Así, si se trabaja con planos 1:250000 el píxel debe ser 100 m x 100 m para tener, en esa escala, la mayor información posible. Las imágenes se adquieren normalmente en tres y seis bandas para el Landsat, como imagen corregida multiespectral y pancromático para Spot.
Una aplicación del uso de imágenes en la estimación de CN, se presenta en el CD (Mulders, et. al., 1990) realizado en la cuenca experimental del Divisadero Largo (Mendoza, Argentina). El mapa de cobertura vegetal se realiza con el procesamiento de mapa temático de imagen de satélite usando los índices mencionados. Este mapa se completa con el de tipo de suelos, determinado por procesamiento de fotos aéreas y apoyo de campaña; como resultado de ambos mapas se obtiene el mapa de la clasificación hidrológica de suelos .
En la práctica el valor de CN, para el uso de los modelos, se determina a través hidrogramas observados y calculados en un proceso de optimización o mediante tablas en caso que no existan aforos.

Hidrograma unitario sintético triangular del SCS

El hidrograma unitario triangular del SCS es una simplificación que resulta muy util para el calculo de hidrogramas sintéticos en cuencas de tamaños reducidos. Como se muestra en la Figura 7.17 , la semejanza entre el hidrograma triangular y el HU adimensional o curvilineo NEH, 1972; Chow et al ,1994)

.

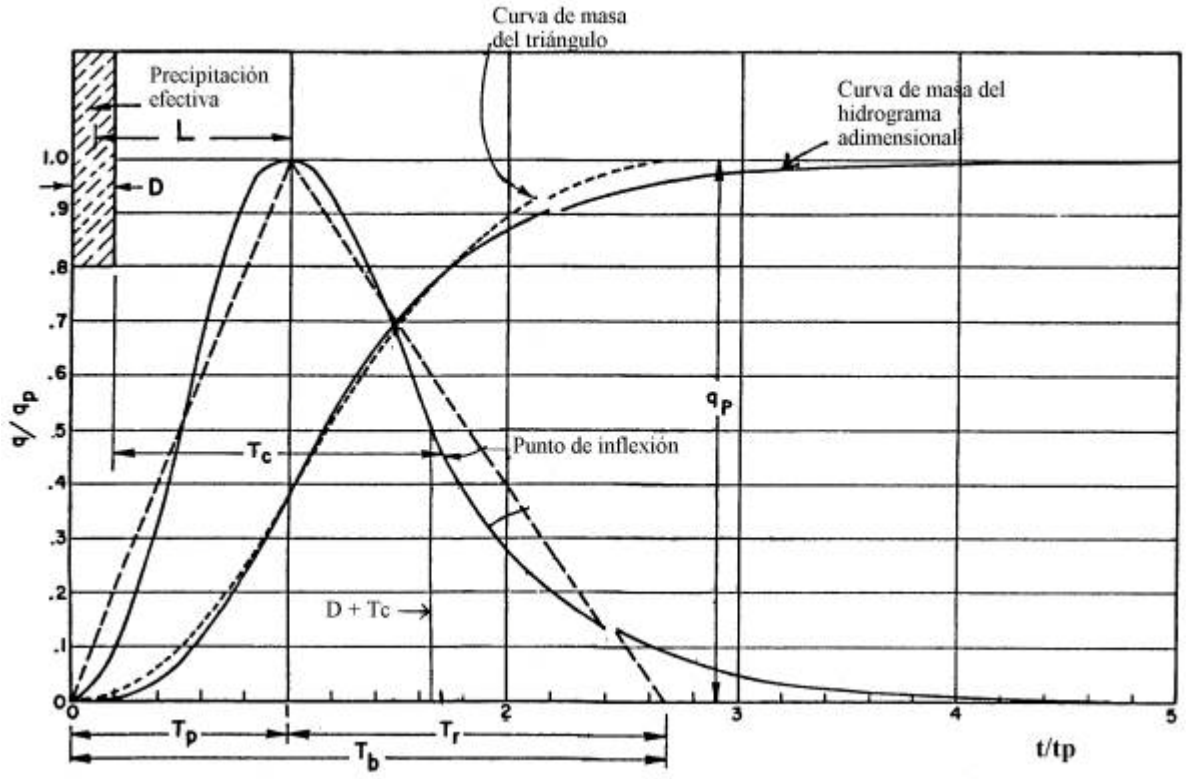


Figura 7.17 Hidrograma Unitario adimensional (curvilineo) y su equivalencia con el hidrograma triangular

Donde: *D* es la duración de la precipitación efectiva

T_R es el tiempo de retraso ("Lag time") centro de masa de precipitación efectiva al centro de masa de escorrentía directa o al pico del Hidrograma Unitario Triangular.

Tp es el tiempo al pico, en horas y fracción.

T_r es el tiempo de recesión, en horas y fracción.

T_b es el tiempo base del hidrograma triangular en horas y fracción.

q_p es la escorrentía pico en mm/hora.

P_e es la Lámina total de escorrentía efectiva en mm (no se indica en la figura).

T_c es el Tiempo de concentración de la cuenca.

El Hidrograma unitario adimensional (curvilíneo) se puede tambien representar por su hidrograma triangular equivalente que tenga las mismas unidades de tiempo y de descarga, tal como se muestra en la Figura 7.17 (NEH , 1972)

$$P_e = \frac{q_p \cdot T_p}{2} + \frac{q_p \cdot T_r}{2} = \frac{q_p \cdot (T_p + T_r)}{2} \qquad (7.52)$$

Despejando q_p

$$q_p = \frac{2.P_e}{\left(T_p + T_r\right)} = \frac{2P_e}{T_b} \qquad (7.52\ a)$$

Ahora bien:
El hidrograma unitario adimensional de la Figura 7.17 tiene 37.5% del volumen total (Tabla 7.16) en el lado de ascenso de caudales (NEH, 1972) y se representa por unidades de tiempo correspondiendo el tiempo 1 al pico del caudal ($T/T_p = 1$).
Como se expresó ese hidrograma curvilíneo se representa tambien por uno triangular equivalente que tiene igual porcentaje de volumen en el lado de ascenso de los caudales. Esto permite expresar el tiempo de base, T_b en función del tiempo al pico, T_p. Si para una unidad de tiempo T_p el volumen es igual a 0.375, entonces:

$$T_b = \frac{1.00}{0.375} = 2.67 \quad unidades \quad de \quad tiempo \qquad (7.52b)$$

En la Figura 7.17 es: $T_b = T_p + T_r$

$$T_r = T_b - T_p = 2.67 - 1.00 = 1.67\,T_p$$

o sea: $T_r = 1.67\ T_p$ (7.53)

y: $T_b = 2.67\ T_p$ (7.54)

Igualmente el punto de inflexión de la rama descendente está aproximadamente a 1.7 unidades de tiempo.
Reemplazando la ecuación 7.54 en la 7.52a se tiene:

$$q_p = \frac{2 \cdot P_e}{2.67 \cdot T_p} = 0.75 \cdot \left(\frac{P_e}{T_p} \right) \qquad (7.55)$$

Para expresar la escorrentía total en función de áreas y en m^3/s el caudal pico, Q_p,es:

$$Q_p = \frac{0.75 \cdot P_e \cdot A}{T_p} \left[\frac{mm \cdot km^2}{horas} \right] \cdot \frac{10^6 \cdot \left[\frac{m^2}{km^2} \right]}{1000 \left[\frac{mm}{m} \right] \cdot 3600 \left[\frac{segundos}{hora} \right]} \qquad (7.55a)$$

Simplificando, resulta la ecuación del caudal pico dado por el método del *SCS*

$$Q_p = \frac{0.75 \cdot P_e \cdot A \cdot 10^6}{3600000 \cdot T_p} = 0.208 \cdot \left(\frac{P_e \,.\, A}{T_p} \right) \qquad (7.56)$$

Una vez calculado el caudal pico puede tambien hacerse una estimacion del volumen del hidrograma mediante la ecuación 7.56a

$$\forall = 1000 \cdot P_e \cdot A \qquad (7.56a)$$

Donde: $\forall$ es el volumen, en m^3.

P_e es la precipitación efectiva (escorrentía directa), en mm.

A es el área de ls cuenca en km^2.

de la Figura 7.17, se tiene:

$$T_p = 0.5 \cdot D + T_R \qquad (7.57)$$

Cuando la escorrentía es uniforme (o casi uniforme) en una cuenca o subcuenca es suficiente estimar T_R de la relación empírica (NEH, 1972):

$$T_R = 0.6 \cdot T_C \qquad (7.58)$$

Por lo tanto la ecuación 7.57 queda:

$$T_p = 0.5 \cdot D + 0.6 \cdot T_C \qquad (7.59)$$

El tiempo al pico se puede obtener gráficamente de la Figura 7.17 en términos de la duración del exceso de lluvia unitario (D) y del tiempo de concentración de la cuenca, T_C

$$1.7 \cdot T_p = D + T_C \qquad (7.60)$$

y de la misma Figura:

$$\frac{D}{2} + T_R = T_p \qquad (7.60a)$$

de la (7.58) es:

$$\frac{D}{2} + 0.6\, T_c = T_p \qquad (7.61)$$

Resolviendo las ecuaciones (7.60) y (7.61) para D y para Tp es:

$$D = 0.133\, T_c \qquad (7.62)$$

y

$$T_p = 1.113\, T_R \qquad (7.63)$$

Para que el hidrograma resultante tenga adecuada definición, se debe cumplir que el intervalo de tiempo del hidrograma debe ser:

$$Dt \leq 0.25 T_p \qquad (7.64)$$

y de acuerdo a (7.63)

$$Dt \leq (0.25)\,(1.113)L \tag{7.64a}$$

$$Dt \leq 0.28\,T_R \tag{7.65}$$

La desigualdad 7.65 es la condición que el modelo HEC-1 y el HMS establecen, como necesaria para definir adecuadamente los hidrogramas de escorrentía.

Hidrograma unitario adimensional (curvilíneo) del SCS

Este hidrograma desarrollado en base a hidrogramas sintéticos, define los caudales y los tiempos en relación con el caudal pico y el tiempo al pico (Tabla 7.16). El tiempo base del hidrograma adimensional se extiende hasta 5 veces el tiempo al pico, como se muestra en la Figura 7.17 y en la Tabla 7.16

Tabla 7.16 Relaciones para el hidrograma unitario adimensional del SCS.

Relación de tiempos T/T_p	**Relación de caudales Q/Q_p**	**Curva de masa Q_a/Q**
0	0.000	0.000
0.1	0.030	0.001
0.2	0.100	0.006
0.3	0.190	0.012
0.4	0.310	0.035
0.5	0.470	0.065
0.6	0.660	0.107
0.7	0.820	0.163
0.8	0.930	0.228
0.9	0.990	0.300
1.0	1.000	0.375
1.1	0.990	0.450
1.2	0.930	0.522
1.3	0.860	0.589
1.4	0.780	0.650
1.5	0.680	0.700
1.6	0.560	0.751
1.7	0.460	0.790
1.8	0.390	0.822
1.9	0.330	0.849
2.0	0.280	0.871
2.2	0.207	0.908
2.4	0.147	0.934
2.6	0.107	0.967
2.8	0.077	0.953
3.0	0.055	0.977
3.2	0.040	0.984
3.4	0.029	0.989
3.6	0.021	0.993
3.8	0.015	0.995
4.0	0.011	0.997
4.5	0.005	0.999
5.0	0.000	1.000

Q_a es el volumen acumulado en el tiempo T.

Como se ha expresado el hidrograma unitario adimensional se aproxima al triangular. En base a lo desarrollado se presenta en la Tabla 7.17 un resumen de ecuaciones de cálculo del método del SCS.

Tabla 7.17 Resumen de ecuaciones del método del SCS.

Ecuación	Definición
$q_p = \frac{2 \cdot P_e}{(T_p + T_r)}$	Escorrentía pico unitaria en mm/hora. P_e se obtiene del grafico de CN
$Q_p = 0.208 \cdot \left(\frac{Pe \cdot A}{T_p} \right)$	Caudal pico en m^3/s para área A en km^2,
$T_C = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385}$	Tiempo de concentración en horas y fracción L en km ; H en metros.
$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 \cdot T_C$	Tiempo al pico en horas y fracción.
$\forall = 1000 \cdot Pe \cdot A$	Volumen de la escorrentía directa en m^3.
$T_r = 1.67 \cdot T_p$	Tiempo de recesión en horas y fracción.
$T_b = 2.67 \cdot T_p$	Tiempo de base en horas y fracción.
$T_p = \frac{D}{2} + T_R$	Tiempo al pico en horas y fracción. D es la duración de precipitación efectiva unitaria.
$T_R = 0.6 \cdot T_C$	T_R es Tiempo de retardo ("Lag time") en horas.
$T_p = 1.113 \cdot T_R$	
$D_t \leq 0.25 \cdot T_p$	Condiciones necesarias para definir el pico
$D_t \leq 0.28 \cdot T_R$	

Ejemplo 7.4
Calcular el hidrograma del SCS de la cuenca de la Figura 7.18 con los datos de la Tablas 7.18, 7.19 y 7.20, en una zona del Norte de Mendoza.

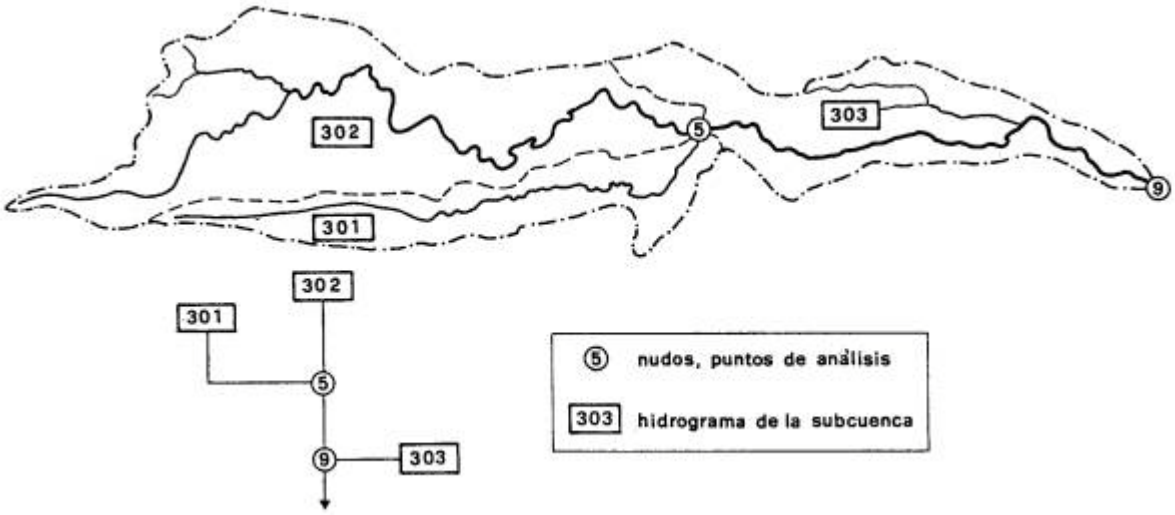


Figura 7.18 Cuenca experimental Divisadero Largo con la subdivisión para el modelo HEC-1 o el HMS

Tabla 7.18 Datos físicos de la cuenca

Área (km^2)	*L (km)*	*H_1 (msnm)*	*H_2 (msnm)*
5	*7*	*1200*	*950*

Tabla 7.19 Datos de la lluvia

Tiempo (minutos)	*Lluvia (mm)*	*Lluvia acumulada (mm)*
20	*10*	*10*
20	*45*	*55*
20	*5*	*60*

La lluvia de 60 mm/hora corresponde para esa zona de Mendoza y para un área de 5 km^2 a un tiempo de retorno de 5 años (Fernández et al., 1999).

Solución:
A partir de la cota mayor y menor, se calcula el desnivel medio de la cuenca:

$$H = H_1 - H_2 = 1200 - 950 = 250[msnm] \qquad (7.65a)$$

Con este último valor y los datos de la tabla 7.18, se determina el tiempo de concentración de la cuenca, usando la fórmula de

$$T_C = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385} = \left(\frac{(0.87) \cdot (7)^3}{250} \right)^{0.385} = 1.07[horas] \qquad (7.65b)$$

Luego, estimando el tiempo de retraso mediante la ecuación 7.58 se tiene:

$$T_R = 0.6 \cdot T_C = (0.6) \cdot (1.07) = 0.64[horas] \qquad (7.65b)$$

La determinación de CN detallada para este ejemplo se desarrolla en el CD

Tabla 7.20 CN según grupo hidrológico (figura 7.15) en un grupo de suelo (x).

Complejo	*B*	*D*
Vegetación natural. Cobertura 60%	*70*	
Rocas con fuertes pendientes		*100*

(x) La clasificación del grupo de suelos es hipotética para simplificar el ejemplo.

Tabla 7.21 Cálculo del CN para la (Condición II).

Complejo	*CN*	*Área (km2)*	*CN x Área*
Vegetación natural	*70*	*4*	*280*
Rocas	*100*	*1*	*100*
	Σ	*5*	*380*

Para estimar el CN, se calcula el producto del área de influencia (tercera columna de la tabla 7.21) y del CN de determinado tipo de suelo (segunda columna) dividido por el área total de la cuenca, así:

$$CN_{II} = \frac{CN \cdot A}{A_{TOTAL}} = \frac{380}{5} = 76 \qquad (7.65d)$$

Por analisis de cuencas experimentales en la zona es:
$Ia = 10mm$

De la tabla 7.13 para suelo saturado con lluvias antecedentes para CN_{II} = 76 (interpolando) corresponde un

$$\overline{CN}_{III} = 92 \qquad (7.65e)$$

Calculando la escorrentía directa acumulada, de la figura 7.14 para precitación total (PT) de 60mm y un CN de 92, se tiene:

$$Pe = 37[mm] \qquad (7.65f)$$

Luego, estimando el tiempo al pico T_p, a partir de la ecuación 7.63, resulta:

$$T_p = 1.113 \cdot T_R = (1.113) \cdot (0.64) = 0.71[horas] = 43[min] \qquad (7.65g)$$

Así, suponiendo que la escorrentía directa es igual a la precipitación efectiva (no existe flujo base en la cuenca), de la ecuación 7.56 el caudal pico, Q_p, será:

$$Q_p = 0.208 \cdot \left(\frac{P_e \,.\, A}{T_p} \right) = 0.208 \cdot \left(\frac{(37)\,(5)}{0.71} \right) = 54 \left[\frac{m^3}{s} \right] \qquad (7.65h)$$

Por la semejanza entre los hidrogramas triangular y curvilineo (adimensional) del SCS (figura 7.17) se puede construir un hidrograma curvilineo con los valores de Tp y Qp calculados con la ecuaciones del hidrograma triangular y generar uno curvilineo haciendo uso de los valores dados en la tabla 7.16

Asi si los valores mencionados de Tp y Qp han sido calculados para esa cuenca en 43 minutos y 54 m^3/s ,la Tabla 7.22 muestra el calculo del hidrograma curvilineo

La Tabla 7.22 se calcula de la siguiente manera: Las columnas 1 y 2 se extraen de la tabla 7.16 . Las 3 y 4 se calculan usando estas relaciones y los valores calculados de Tp y Qp

Por ejemplo Si: $T/T_p = 0.6$; T = (0.6)(43) = 25.8 minutos

Si: $Q/Q_T = 0.66$; Q = (0.66)(54) = 35.6 m^3/s y así para los demas valores

Tabla 7.22 Cálculo del hidrograma curvilíneo (se muestran solo algunos valores)

T/T_p (x)	Q/Q_p (x)	T (minutos)	Q (m^3/s)
0	0	0.0	0.0
0.2	0.1	8.6	5.4
0.4	0.31	17.2	16.7
0.6	0.66	25.8	35.6
0.8	0.93	34.4	50.2
1.0	1.00	43.0	54.0
1.2	0.93	51.6	50.2
1.4	0.78	60.2	42.1
2.0	0.28	86.0	15.1
2.4	0.147	103.0	7.9
3.0	0.055	129.0	2.9
3.6	0.021	154.8	1.1
4.0	0.011	172.0	0.6
5.0	0.000	215.0	0.0

(x) Valores extraidos de la tabla 7.16

En esta cuenca no hay flujo base. Si existiera flujo base, se debe considerar el mismo y sumarlo a los valores de Q. Es importante distinguir entre el hidrograma triangular y el curvilíneo. El triangular tiene un tiempo de base menor (Figura 7.17). En este caso, de la ecuación (7.54)

Se tiene:

$$T_b = 2.67 \cdot T_p = (2.67) \cdot (43) = 115[\text{min}] \qquad (7.65i)$$

En la Tabla 7.22 se ve que el hidrograma adimensional Tiene T_b de 215 minutos

El hidrograma triangular es una herramienta de cálculo útil para fines didácticos y estimaciones de caudales y volúmenes en áreas pequeñas, y teniendo en cuenta que puede dar valores menores para igual lluvia. El cálculo de hidrogramas con modelos de lluvia – caudal se hace en base a hidrogramas curvilineos.

7.3 SELECCIÓN DE UN MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO

La ecuación 7.20 del embalse lineal simple (Figura 7.5) incluye un sólo parámetro *K* (coeficiente de embalse lineal) y su uso resulta útil para cuencas pequeñas de tiempos de respuesta cortos. El método del SCS tiene también un sólo parámetro en la generación del hidrograma (tiempo de retraso, T_R), mientras que el de Clark y Snyder tienen dos parámetros. El método de Clark agrega la relación "tiempo-área".

En la Figura 7.19 (ASCE, 1997) se hace la comparación para una misma cuenca de los hidrogramas resultantes del SCS y de Clark. En este último caso se han usado diferentes valores del parámetro $R/(T_C + R)$ que usa el modelo HEC-1 o el HMS. Este parámetro adimensional, resulta muy adecuado para la calibración con Clark; como se ve en la Figura 7.19 para valores pequeños (0.1- 0.3), el hidrograma presenta un pico mayor que puede ser representativo de cuencas aluvionales pequeñas o de cuencas urbanas, al aumentar el parámetro, de 0.5 y 0.7, el pico disminuye sensiblemente haciéndose mas plano.

El hidrograma del SCS corresponde a un hidrograma de Clark con el parámetro $R/(T_C + R) = 0.25$. De la experiencia en el uso y calibración de hidrogramas con el modelo HMS, resulta evidente que los modelos de dos parámetros (Clark - Snyder) son más flexibles para la calibración.

En última instancia, la selección del método, por lo tanto, puede basarse en otros factores como son la disponibilidad de relaciones regionales que faciliten la buena estimación de los parámetros o la simplicidad o complejidad de la cuenca a modelar.

En general, tratándose de cuencas sin datos de aforo, el analista puede usar un modelo que incluya sólo parámetros que se puedan inferir de cuencas semejantes que hayan sido calibradas; por ejemplo cuencas con parámetros geomorfológicos semejantes (capítulo 6), así como condiciones climáticas, suelo y vegetación similares. Es importante que las cuencas tengan áreas similares.

El desarrollo de ecuaciones de regresión predictivas (Capítulo 5), usando los parámetros geomorfológicos de ambas cuencas y los valores de lluvia - caudal de la cuenca con datos, puede ser una herramienta útil en el análisis de cuencas no instrumentadas para la medición de caudales

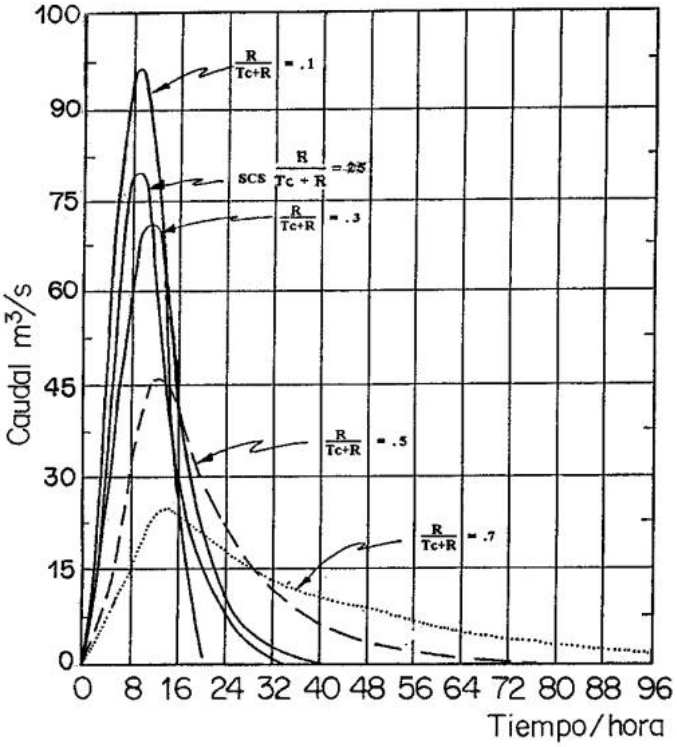


Figura 7.19 Comparación de hidrogramas para una cuenca de 130 km^2 de área y un tiempo de concentración, T_C de 13.3 horas

7.4 MODELOS DE EVENTOS

Como se ha mencionado, los modelos de eventos simulan el humedecimiento del suelo por efecto de la lluvia, pero no simulan el balance en el perfil del suelo ni el proceso de secado por infiltración, percolación y evapotranspiración, sólo simulan el hidrograma de crecientes (eventos) en períodos discretos de tiempo.

Presumiblemente, la recesión del hidrograma es dominada por la respuesta de flujo subsuperficial en el punto donde la escorrentía directa proveniente del evento de lluvia aflora. El problema se presenta frecuentemente en identificar ese punto, aunque en la modelación al obtener caudales constantes se tiene una respuesta a este problema.

La separación de flujo base se hace siguiendo lo visto en el capitulo 2 y se indica en la modelación con HEC-1. Se presentaran acá tres modelos de eventos, de amplio uso y aceptación en la técnica actual del Diseño Hidrológico. Además, de estos modelos se incluyen ejemplos de aplicación reales y descripción de los datos de entrada (input) en el CD. Igualmente en las referencias bibliográficas, se dan referencias para la adquisición u obtención por Internet o comercialmente de los modelos.

Modelo HEC-1 (HEC-1,1998)

Es un modelo de eventos de crecientes, por tal motivo no simula el balance de agua en el suelo, es decir, no se puede usar para modelación continua, donde se debe modelar el decaimiento de la humedad del perfil del suelo por evapotranspiración, infiltración y

percolación. Este modelo ha sido superado por el modelo HEC-HMS pero su base teórica es semejante. La modelación se realiza de la siguiente forma:

- Mapa base: topográficos, red de drenaje, delimitación de cuencas y de drenaje urbano (si corresponde).
- Segmentación de la cuenca en subcuencas, realizada teniendo en cuenta los puntos con estaciones de aforo y con obras de regulación.
- Interconexión de subcuencas por tramos de cauces, hecha mediante la identificación de confluencias y el reconocimiento de las características físicas e hidráulicas de los tramos del río.
- Identificación de obras hidráulicas, tales como: obras de toma, diques derivadores, plantas de bombeo, centrales eléctricas, puentes, etc.

El modelo tiene las siguientes herramientas de cálculo necesarias en el diseño hidrológico:

- Hidrograma de superficies: hidrograma unitario en base a datos medidos, hidrograma unitario sintético (SCS, Clark y Snyder) y onda cinemática.
  Cuando se conocen las ordenadas de HU, se ingresan éstas directamente (comando UI). Si esto se hace, el intervalo de tiempo del HU debe ser el mismo del que se coloca en el comando IT. No se puede ingresar un hidrograma unitario con IN haciendo diferente intervalo que el declarado en IT. En este caso el exceso de precipitación se transforma en escorrentía basado en la ecuación de convolución discretizada en el intervalo de tiempo que se especifique. De acuerdo con esto el método es lineal, independiente de la tormenta y dependiente de las características de la cuenca. Al ser lineal, la escorrentía producto de los excesos para diferentes períodos se pueden superponer.
- Flujo base: mediante la curva exponencial.
- Tránsito de ondas de crecientes en ríos, con el uso de métodos hidrológicos (Muskingum, Puls modificado, tirante normal) ó de la ecuación de Momento (onda cinemática).
  El método de Muskingum es uno de los métodos hidrológicos más conocidos y usados; para obtener sus coeficientes se deben tener hidrogramas medidos de entrada y salida en el tramo donde se hace el traslado. Se basa en el proceso de cálculo del efecto de embalse que un tramo de un río tiene sobre una creciente, tal como se ilustra en el capitulo 8.
- Tránsito de ondas de crecientes en embalses a partir de la solución de la ecuación del embalse por iteración ó mediante el uso del Métod Cónico. Este método se usa cuando no se conoce la relación cota/volumen.
  Los métodos que suponen que la superficie del embalse sea horizontal trabajan sólo con la ecuación de continuidad, pues el cambio en almacenaje en un período t es sólo función de la entrada promedio menos la salida promedio, tal como se ilustra en el capitulo 9.
- Cálculo de precipitación media sobre la cuenca y su distribución temporal de la siguiente manera: la precipitación media y su distribución se da como dato; precipitación histórica por estación; generación de tormentas hipotéticas en función de tablas lámina -duración; PMP (según criterio del Corps of Eng); ó precipitación estándar del proyecto (según criterio del Corps of Engineers).
- Fusión nival a través del método del Grado/día ó Balance de Energía. Para simulación de la fusión de la nieve cada subcuenca se discretiza en zonas de elevación hasta un máximo de diez.
  En el planteo de la simulación, el intervalo de elevación que se toma para las zonas puede ser cualquiera, pero en un problema este debe ser el mismo para todas las zonas y debe coincidir con el intervalo que se tome para temperatura. Por cada área de elevación empezando por la más baja va un ingreso que lleva el área incluida. El equivalente de agua

en nieve en mm al inicio de la simulación y la precipitación anual normal en esa zona (este dato puede no ir), pueden especificarse hasta diez zonas.
Cálculo de la fusión nival ("snow melt") se explica en el modelo HEC-1 en el CD.

- Intercepción e infiltración mediante el cálculo de la pérdida inicial y tasa constante; tasa de pérdida exponencial; el método del SCS - CN (Curve Number); ecuación de Holtan; función de infiltración de Green y Ampt.
- Optimización de parámetros usando el hidrograma unitario y pérdidas totales, tránsito de crecientes o definiendo el tamaño óptimo de componentes de un sistema de control de crecientes.
- Análisis de seguridad de embalses a través del análisis del derrame de la presa (con cresta a nivel o con desnivel) o de la rotura de presa.
- Estudios Regionales tales como la obtención simultánea de hidrogramas de crecientes en varios puntos de la cuenca y el análisis simultáneo de diferentes crecientes y diferentes planes de control.
- Estudios económicos de daños por inundaciones, de beneficios de obras y medidas de control de las inundaciones; curva de descarga/daño, curva de daño y tiempo de retorno de la creciente; optimización del sistema de control.
- Operaciones adicionales como la derivación o ingreso de caudales en un río y operación de plantas de bombeo en embalses o canales aductores.

Dentro de los alcances y limitaciones del modelo están:

- Es un modelo de evento. No hace simulación continua. No simula el flujo base en períodos de sequía.
- No tiene limitaciones en el número de cuencas subcuencas o tramos del río.
- No tiene limitaciones en el tamaño de cuencas y subcuencas. No obstante por ser un modelo de parámetros concentrados se deben elegir las unidades hidrológicas (subcuencas) en función de la distribución de parámetros físicos y meteorológicos.
- No tiene limitaciones en relación al intervalo de tiempo (D_T) a elegir. pero el intervalo debe ser el mismo para toda la cuenca. Se debe respetar una limitación en relación al tiempo al pico (ver las desigualdades 7.64 y 7.65).
- En el tránsito de ondas, simula las ondas naturales suaves no las de fuerte componente inercial (porque no trabaja con las ecuaciones de Saint Venant).

Métodos de cálculo del proceso de intercepción e infiltración

El valor de intercepción y acumulación en depresiones forman la llamada pérdida inicial, Ia ("Initial abstraction") que depende fundamentalmente de la condición de lluvia antecedente. En el capítulo 2, se detallan estos conceptos. El suelo sufre permanentemente procesos de humedecimiento y secado, pero el modelo HEC-1, de eventos aislados, sólo permite contabilizar el humedecimiento y no el secado, por lo cual no es un modelo continuo.
Existen en el modelo cuatro métodos para calcular las pérdidas que se producen en la lluvia por efecto de intercepción, acumulación en depresiones e infiltración: valor inicial, I_a y pérdida constante, exponencial, método del SCS Holtan y Green -Ampt, descritos a continuación.

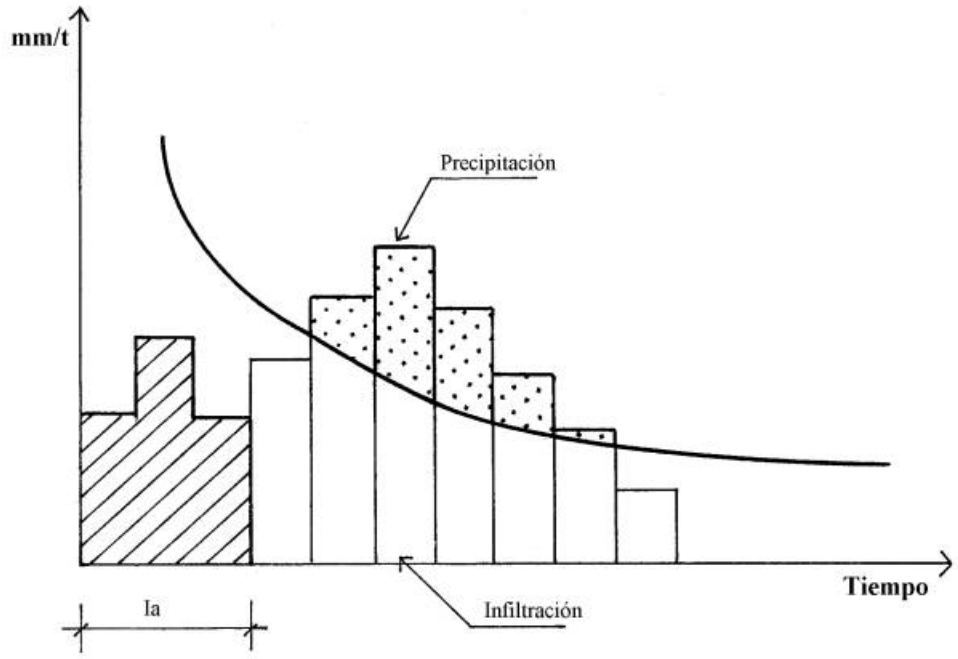


Figura 7.20 Relaciones entre precipitación – escorrentía, infiltración y pérdida inicial (Ia).

Valor inicial, Ia - pérdida constante

El valor inicial en lámina, I_a (mm) y la tasa de pérdida constante en mm/hora, permite considerar fácilmente el fenómeno de intercepción e infiltración. Ambos valores se pueden optimizar si se tienen hidrogramas medidos. Si se tiene, por ejemplo (Figura 7.21), una pérdida inicial de 4mm, una infiltración constante de 0.8 mm cada 3minutos, al principio de la lluvia se pierde toda la lámina precipitada hasta satisfacer el valor de I_a de 4mm. Luego, si la lluvia continúa y su tasa es menor que la tasa de infiltración, se pierde. Cuando la tasa de la lluvia es mayor que el valor de la infiltración, se obtiene un exceso igual a la diferencia entre el valor de la precipitación y la infiltración.

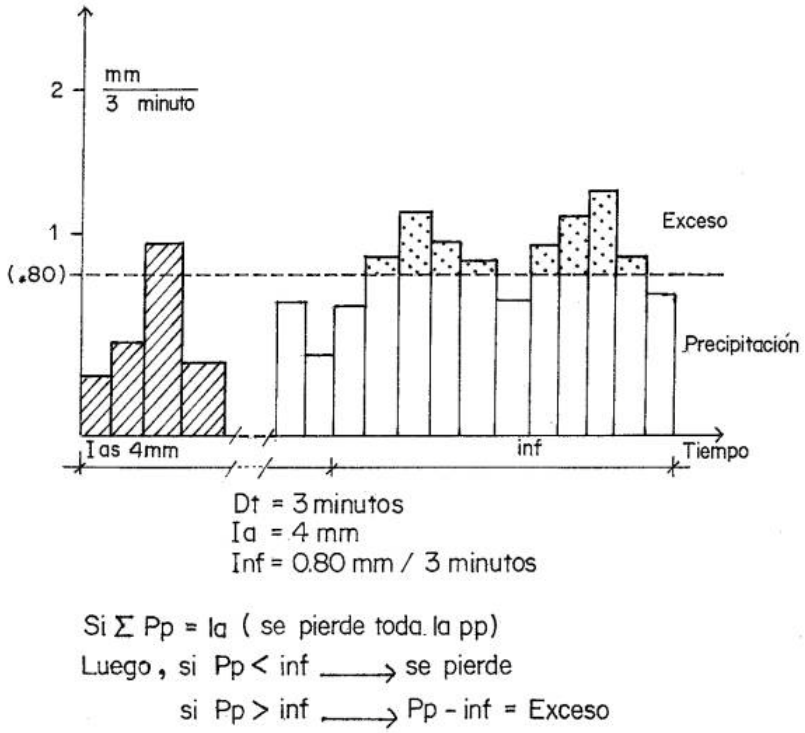


Figura 7.21 Pérdidas por valor inicial y tasa constante con un intervalo de tiempo de 3 minutos (Dt =3min)

Exponencial

Es un método empírico desarrollado por el HEC que relaciona la tasa de pérdidas con la intensidad de lluvia y con las pérdidas acumuladas.(Figura 7.22) Las pérdidas acumuladas son representativas de la capacidad de almacenamiento de humedad en el suelo, así:

$$I_T = A \cdot I^E \tag{7.66}$$

Donde: I_T son las pérdidas totales en mm/hora

A es el coeficiente que representa el efecto combinado de la I_a y de la infiltración, ambos en función de las pérdidas acumuladas (Soil moisture).

E es un exponente que es función de la intensidad de precipitación; (l/t).

Lo importante es el análisis de la variación del coeficiente A que no es lineal.

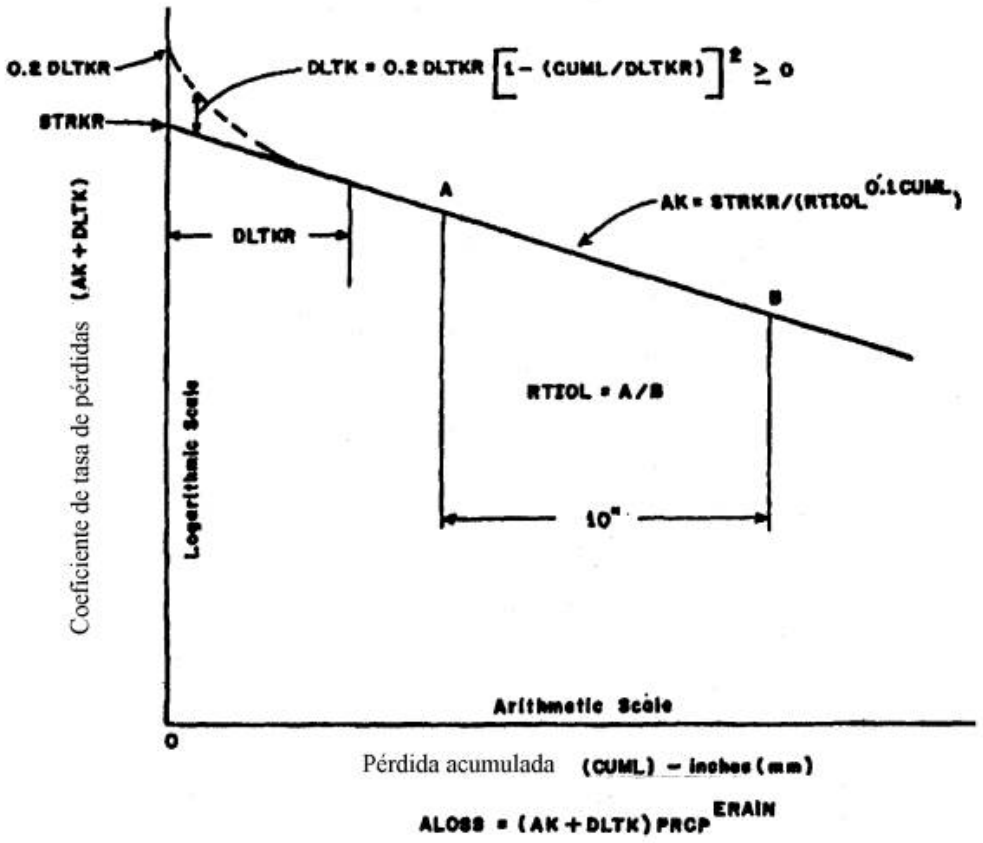


Figura 7.22 Función de pérdidas exponencial para suelo sin nieve (HEC-1, 1998).

Utilizando la nomenclatura del modelo HEC-1 a fin de interpretar la figura 7.22 es:
A = AK + DLTK
$AK = STRKR/(RTIOL)^{0.1CUML}$
Donde:
STRKR: depende del tipo de suelo
AK es la variación de A. debido al incremento de la humedad en el suelo (infiltración)
Cuando cuml = 0 (inicio de la lluvia)
AK = STRKR
DLTK es la variación de A debido al incremento de las pérdidas iniciales (Ia) cuyo valor máximo es 0.2 DLTKR
Donde:
DLTKR representa las condiciones humedad antecedente.
$DLTK = 0.2\ DLTKR\ (1-(CUML/DLTKR))^2$
Cuando cuml = DLTKR (suelo saturado DLTK = 0) y solo queda vigente AK que es la infiltración.
El valor DLTKR es el que depende fundamentalmente de las condiciones de humedad antecedente.
DLTKR es la cantidad de lluvia acumulada durante la cual el coef A se incrementa.
STRKR es el valor inicial de AK (ordenada al origen de AK) y depende de la capacidad de infiltración y es función del tipo de suelo, cubrimiento vegetal y uso de la tierra.

RTIOL es la relación de los valores del coeficiente A en dos puntos separados por 10 pulgadas (254mm) de pérdidas acumuladas. Este valor es función de la habilidad del suelo para absorber la pp.
E = exponente de la Pp y es función de la intensidad de pp varía desde 0.0 a 1.0.
Nota: no hay una conversión directa entre unidades inglesas y unidades métricas para los coeficientes de este método, consecuentemente se deben encontrar los mismos por calibración en cuencas con datos de precipitación y escorrentía.

Holtan

Holtan en 1975, desarrolla la ecuación de la tasa de pérdidas basada fundamentalmente en la capacidad de infiltración. La ecuación es exponencial y no considera la intensidad de la precipitación:

$$V_I = G_I \cdot (S_D)^{S_A} + V_{IB} \tag{7.67}$$

Donde: V_I es la capacidad de infiltración en mm/h.

G_I es el índice de crecimiento relacionado con el cubrimiento vegetal y desarrollo radicular. Varía entre $0 < GI \leq 1$, siendo uno el cubrimiento vegetal completo y cero el suelo desnudo.

I_V índice del volumen de poros directamente conectados con la superficie del suelo, el cual está relacionado con el cubrimiento vegetal y la textura.

S_A es la capacidad disponible de almacenamiento de humedad en el suelo (Available – Soil moisture storage) en mm.

V_{IB} es la infiltración básica en mm/hora (como se expone en el tema de CN, se relaciona con el tipo de suelo).

S_A es el exponente que hace referencia a la capacidad disponible de almacenamiento. Por defecto es igual a 1.4.

La disponibilidad de almacenamiento, S_A, disminuye al aumentar la cantidad de agua infiltrada y incrementa con la tasa de percolación. En el modelo se da S_{AI} que es el valor de S_A a tiempo $t = t_0$, o sea, la máxima capacidad de retención al iniciarse el cálculo.
El producto de $G_I \; I_V$ que figura como un sólo factor GIA, es generalmente obtenido por optimización.
En la simulación. la cantidad de agua que se infiltra en el intervalo de tiempo. es la cantidad que resulta de menor magnitud entre: intensidad de lluvia y capacidad de infiltración

Función de optimización para hidrogramas y tasa de pérdidas

La calibración de parámetros en hidrogramas unitarios y tasa de pérdidas es posible realizarla en las cuencas que cuentan con datos de caudales medidos en sus puntos de cierre. Para esto el modelo HEC-1 considera como “función objetivo” usada como parámetro, la raíz cuadrada del promedio ponderado de la diferencia entre valores observados y valores calculados de caudales. Se supone que esa diferencia será mínima cuando los parámetros a optimizar se encuentren en su valor óptimo: (HEC, 1977)

$$FO = \left[\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{OBS\,i} - Q_{CAL\,i} \right)^2 \cdot \left(\frac{W_i}{n} \right) \right]^{1/2} \tag{7.68}$$

Donde n es el número total de ordenadas que van de $i = 1,2, \ldots , n$.

$Q_{OBS\,i}$ es el caudal observado *i*.

$Q_{CAL\,i}$ es el caudal calculado *i*

W_i es el peso de la ordenada *i* del hidrograma computado como:

$$W_i = \frac{\left(Q_{OBS\,i} - Q_{CAL\,i}\right)}{\left(2 \cdot \overline{Q}\right)} \tag{7.69}$$

Donde $\overline{Q}$ es el promedio de la descarga observada.

Esta función enfatiza en la reproducción de los caudales máximos, más que en los mínimos. Por ese motivo la optimización final se consigue "retocando" manualmente los parámetros hasta obtener un hidrograma que ajuste en valores altos y bajos y en volúmenes. El mínimo de la "función objetivo" (función de optimización) se encuentra con la técnica de investigación univariada ("Método del "gradiente"). La primera y segunda derivadas de la función objetivo se aproximan en la forma siguiente, considerando *y = f(x)* como la función objetivo (*FO*):

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{f\left(x_0 + \Delta x\right) - f\left(x_0\right)}{\Delta x} \tag{7.70}$$

$$\frac{\Delta^2 y}{\left(\Delta x\right)^2} = \frac{f\left(x_0 + 2 \cdot \Delta x\right) - 2 \cdot f\left(x_0 + \Delta x\right) + f\left(x_0\right)}{\left(\Delta x\right)^2} \tag{7.71}$$

Con las ecuaciones 7.70 y 7.71 es posible determinar la dirección de la función a un mínimo. Si la ecuación 7.70 (primera derivada) da un valor positivo, por ejemplo, la variable *x* (el parámetro) se debe incrementar su valor, para aumentar la función objetivo o reducirla para disminuir la misma. Si la ecuación 7.71 (segunda derivada) da un valor positivo, por ejemplo, la función es convexa hacia abajo, lo cual indica la convergencia hacia un mínimo. Pero se indica la divergencia hacia afuera desde un máximo.

Usando entonces la técnica de aproximaciones sucesivas de Newton - Raphson, las ecuaciones 7.70 y 7.71 se pueden usar para estimar la raíz de la primera diferencial parcial de la función objetivo y por lo tanto el valor óptimo de la variable (parámetro) si se indica convergencia. Esto se obtiene con:

$$x_1 = x_0 - \frac{\dfrac{\Delta y}{\Delta x}}{\dfrac{\Delta^2 y}{\left(\Delta x\right)^2}} \tag{7.72}$$

Si se indica divergencia, un paso relativamente grande puede ser tomado en la dirección para mejorar la función objetivo. El factor 1.5 se toma en el modelo para el paso. Como el método, no asegura resultados físicamente "razonables", muchas veces se hace necesario el control sucesivo de los resultados, el análisis de los parámetros con criterio hidrológico y finalmente el ajuste "manual"(Loague et al, 1985) Tambien , es posible, que el óptimo que se obtenga sea un "suboptimo" y que otra combiacion de los parámetros den un mejor resultado.

La identificación de comandos del HEC-1 se exponen en el CD y se dan ejemplos de su aplicación.

Modelo HEC-HMS: Hydrologic Modeling System (HEC,2009)

El modelo HEC-HMS es una versión bajo entorno Windows del HEC-1. Esta característica lo transforma en un modelo más amigable en lo que se refiere al ingreso de datos y a la presentación de resultados sobre todo en forma gráfica. En su versión 2.2.2 no incluía aún todas las capacidades ni la flexibilidad del modelo HEC-1 en todas las opciones de ingreso de datos de lluvias y caudales, en general en el manejo de los procesos hidrológicos complejos. No presenta por ejemplo, la rutina de tránsito de ondas por embalses controlados, pero si una por embalses no controlados por descargadores y/o compuertas. No obstante, agrega nuevas opciones de modelación distribuida, como es la opción de usar datos de lluvias obtenidos con radar y una opcion de modelación continua con balance de agua en el perfil del suelo.

En relación con los algoritmos de cálculo de pérdidas, transformación de lluvia/caudal, tránsito de ondas por ríos y calibración de parámetros (optimización), así como para simulación con futuras urbanizaciones, su capacidad es igual a la del HEC-1. Una aplicación de este modelo con sus capacidades se ilustra en el CD.

Dentro de las capacidades y restricciones del HEC-HMS en su primera versión (2.2.2) se tiene:

- Es un modelo de eventos, sin embargo, incluye una rutina de balance de agua en el suelo para simulaciones continuas (SMA).
- No tiene limitaciones en el tamaño de la cuenca si se consideran subcuencas de dimensiones adecuadas basadas en la geomorfología y el tipo de tormentas.
- No tiene limitaciones en el número de cuencas o tramos de río.
- No tiene limitaciones en relación al intervalo de tiempo (Dt) a considerar. El intervalo debe ser igual o menor que 0.28 del tiempo de retraso TR (relación 7.65) y debe ser igual para todas las cuencas de una misma corrida del modelo.
- En el tránsito de ondas simula ondas naturales suaves pero no las de fuerte componente inercial (no trabaja con las ecuaciones completas de Saint Vennant).
- No simula acumulación y fusión nival. (las versiones posteriores a la 3.01 si la simula)
- No simula rotura de presas.(las versiones posteriores a la 3.01 si la simula)

En la curva de recesión del flujo base, a diferencia del HEC-1 donde el parámetro de recesión "*RTIOR*" es la relación entre el flujo inicial de recesión y el flujo una hora después, el HMS lo define como la relación entre el flujo inicial de recesión y el flujo de un día antes. La ecuación que relaciona estas constante es:

$$Constante\ de\ Recesión\left(HMS\right)=\frac{1}{\left(RTIOR\right)^{24}} \qquad (7.73)$$

El método de Clark produce un hidrograma unitario que teóricamente, tiene un número infinito de ordenadas, porque cada ordenada de la cola del hidrograma unitario se computa multiplicando la ordenada precedente por una fracción constante. En ambos programas (HEC-1 y HMS) la cola de recesión del hidrograma unitario se corta cuando el volumen representado por el HU excede 0.995. En HMS las ordenadas, se ajustan para producir un volumen de 1.000, lo cual no sucede en el HEC-1.

En el HMS las propiedades hidráulicas de los canales con secciones transversales prismáticas se computan de las propiedades físicas del canal, mientras que en HEC-1, las propiedades se calculan con fórmulas basadas en la teoría de la onda cinemática.

Así, en HMS el área hidráulica de la sección y la relación entre la velocidad de la onda gravitacional pequeña (c) y la velocidad del flujo (V), respectivamente se estiman mediante las expresiones:

$$A = y \cdot (w + z \cdot y) \tag{7.74}$$

$$\frac{C}{V} = \frac{(10 \cdot w \cdot z \cdot y) + \left(16 \cdot z \cdot y^2 \sqrt{(z^2+1)} + (5 \cdot w^2) + \left(6 \cdot w \cdot y \cdot \sqrt{(z^2+1)}\right)\right)}{2 \cdot (w + 2 \cdot z \cdot y) \cdot \left(w + z \cdot y \sqrt{(z^2+1)}\right)} \tag{7.75}$$

Donde: w es el ancho de fondo.
z es la pendiente de los lados.
y es la profundidad del flujo.

Finalmente, la velocidad se computa por la fórmula de Manning. Por el contrario, en el HEC-1, las propiedades hidráulicas del canal se definen con ocho puntos en la sección transversal y se computan en forma diferente; el área hidráulica y la velocidad de la onda, respectivamente están dadas por:

$$A = \left(\frac{Q}{\partial}\right)^{\frac{1}{m}} \tag{7.76}$$

$$c = \partial \cdot m \cdot A^{m-1} \tag{7.77}$$

Donde ∂ y m son parámetros de la onda cinemática, basados en la forma del canal.
En el HMS el tirante para una determinada descarga se determina basado en las características de la sección transversal y del área. El ancho superficial y la velocidad de la onda se calculan para ese tirante, usando los datos de sección transversal.
En el HEC-1 la descarga, el área, el ancho superficial y la velocidad de la onda se computan para 20 profundidades y luego se almacenan en una tabla. Durante el proceso de tránsito los valores de área, ancho superficial y velocidad de la onda son interpolados de la tabla para cada valor de descarga.
El modelo está formado por las siguientes rutinas:

- Rutina que calcula el volumen de escorrentía a través de la pérdida inicial fija y tasa constante, el método del SCS (CN), del método del SCS distribuido, del método de Green y Ampt, del déficit continuo y tasa constante, de la modelación continua mediante balance de agua en el perfil del suelo (SMA-Soil Moisture Accounting), y, SMA en forma distribuida (para lluvia con radar).
- Rutina que computa el flujo directo (flujo superficial y subsuperficial), mediante el ingreso de datos de hidrograma unitario (HU), usando los HU de Clark, Snyder o SCS, Onda cinemática. El modelo de Clark tiene una opción que permite trabajar en forma distribuida para hacer uso de información de radar. (Mod Clark, HEC, 1996)
- Rutina de flujo base que incluye onda cinemática, Puls modificado, tiempo de retraso (lag), Muskingum, Muskingum – Cunge – sección estándar, Muskingum – Cunge – sección de ocho puntos, confluencia, bifurcación.

- Rutina de flujo en canal
  Incluye además simulación de estructuras de control como derivaciones y diques de detención.

Los pasos para implementar un nuevo proyecto son:

- Crear un modelo de cuenca: Descripción de la cuenca y parámetrso físicos
- Ingreso de series de tiempo y tablas x,y.
- Crear un modelo meteorológico: Datos medidos de precipitación y caudal. El ingreso de datos es mediante archivos externos (llamados DSS) o pantallas para el ingreso manual que van indicando los datos necesarios
- Crear especificaciones de control: Que es la información necesaria para ejecutar la simulación
- Modelación de la precipitación. A partir de la mediciones en pluviógrafos y/o pluviómetros y pesos en cada estación (cálculo externo al modelo), se estima la precipitación media y su distribución temporal sobre la cuenca. Lo anterior, también se puede realizar haciendo uso de la información obtenida del radar. Luego se define la tormenta estándar del proyecto, si ésta no es establecida por el usuario se puede usar con mucha precaución (si se está fuera de USA) la opción por defecto de la tormenta estándar de proyecto de USA (Corps of Engineers, 1994).
- Modelación del volumen de la escorrentía se realiza mediante los métodos de pérdida inicial y tasa constante, pérdida inicial "cuasi continua" y tasa constante, método del SCS y el de Green Ampt. El modelo presenta diferentes opciones.
  El primero incluye dos parámetros: la pérdida inicial que depende de la condición de humedad en el perfil del suelo, las intercepciones por vegetación y almacenamiento superficial en depresiones. Estos parámetros representan la propiedad física del suelo de la cuenca y el uso de la tierra. Si se inicia con suelo saturado la pérdida inicial tiende a cero. La tasa de pérdidas se puede visualizar como la infiltración básica del suelo (Tabla 7.23).
  El segundo método de pérdida inicial "cuasi continua" y tasa constante, es similar al método anterior con la diferencia que la pérdida inicial se "recupera", luego de un período prolongado sin lluvia. El tercero, SCS, es similar al usado por el HEC-1, la diferencia es que se estima en la grilla.
  El cuarto, Green y Ampt (capítulo 2), cálcula la pérdida de la precipitación, incluyendo la pérdida inicial, para cada intervalo de la siguiente manera:

$$f_t = k\left[\frac{1+(\varnothing-\theta_i)\cdot S_f}{F_t}\right] \qquad (7.78)$$

  Donde: f_t es la pérdida en el período dt seleccionado para correr el modelo.
  k es la conductividad hidráulica de suelo saturado (tabla 7.24).
  $(\varnothing-\theta_i)$ es el déficit volumétrico de humedad en el perfil, dado por la diferencia entre la porosidad del suelo ($\varnothing$) y el contenido inicial de humedad (θ_i).
  S_f es la succión matriz en el frente húmedo (tabla 7.24).
  F_t son las pérdidas acumuladas al tiempo t.
  Pérdida inicial: es función de la condición de humedad en la cuenca (subcuenca) al iniciarse la precipitación. Es un parámetro similar a la abstracción inicial del SCS.
  El contenido inicial de humedad debe estar entre 0 y $\varnothing$. Así si el suelo está saturado $\theta_i=\varnothing$ (todos los poros con agua). Si el suelo está seco (Punto de marchitamiento permanente) $\theta_i=0$. Se puede relacionar el contenido inicial de humedad con el índice de precipitación antecedente.

Después de crear un modelo de cuenca y uno metorológico se debe:

* Crear especificaciones de control
- Correr la simulación.
- Ver resultados. Estos se presentan para cada subcuenca, puntos de confluencia en el río o salida de la cuenca en forma gráfica o analítica.
- Salir del programa.

Tabla 7.23 Infiltración básica para los grupos de la clasificación hidrológica de suelos del SCS

Grupo del suelo del SCS	Descripción	Infiltración básica mm/hora
A	Suelo profundo, franco o franco arenoso	10 – 15
B	Suelo limoso o limo-arenoso	5 – 10
C	Suelo Arcillo limoso-arenoso poco profundo, Usualmente arcilloso	2 – 5
D	Suelos que se impermeabilizan al ser mojados Suelos salinos, zonas impermeables	0 - 2

Tabla 7.24 Conductividad hidráulica (k), para estimar pérdida de precipitación por el método Green Ampt, según la textura del suelo.

Textura del suelo	Porosidad (cm^3/cm) (∅)	Conducción hidráulica saturada cm/hr (k)	Succión en el frente húmedo (cm) (Sf)
Arena	0.437	21.00	10.6
Franco arenoso	0.437	6.11	14.2
Areno franco	0.433	2.59	22.2
Franco	0.463	1.32	31.5
Franco limoso	0.501	0.68	40.4
Franco areno arcilloso	0.398	0.43	44.9
Franco arcilloso	0.464	0.23	44.6
Franco-limo arcilloso	0.471	0.15	58.1
Areno arcilloso	0.430	0.12	63.6
Limo arcilloso	0.479	0.09	64.7
Arcilla	0.475	0.06	71.4

Una versión complementaria del HMS que permite armar las cuencas georeferenciadas con el GIS Arc-View, es el modelo HEC-Geo HMS(HEC-Geo HMS,2009)

Opción de Simulación Continua (Soil Moisture Accounting-SMA)

Esta rutina es uno de los agregados importantes del HMS, ya que extiende su uso en el campo de simulación continua, es decir, permite calcular el balance de humedad en el suelo en función de las pérdidas (evapotranspiración y percolación) durante los períodos largos de lluvia y no lluvia. Los elementos que incluye este algoritmo son: precipitación, evapotranspiración, intercepción en vegetación, intercepción en depresiones, escorrentía directa, infiltración, almacenamiento de agua en el perfil superior del suelo, percolación (perfil 1), almacenamiento subterráneo (perfil 1), flujo subterráneo, percolación profunda, aplicación y limitaciones de los algoritmos de cálculo del volumen de escorrentía. En el CD se aclaran conceptos del modelo HEC-HMS y se desarrollan aplicaciones.

Pérdida inicial y tasa constante

Es una forma muy usada y probada ya en HEC-1, es fácil de manejar y en la calibración, el manejo de sus dos parámetros da buenos resultados. Buena cuando hay datos de escorrentía que permite calibrar el modelo. Es más difícil de aplicar en cuencas sin aforos.

Pérdida inicial “cuasi continua” y tasa constante

Es similar en su grado de aplicación al anterior.

La diferencia está en que es más conveniente en simulaciones de eventos (lluvia y creciente “cuasi continuas” separadas por periodos relativamente cortos de no lluvia)

Green y Ampt

Sus parámetros se pueden calcular en base a información de suelos.

Su uso es reciente, no hay mucha experiencia. Es más complicado de aplicar que el SCS-CN

Modelación de la escorrentía directa

Sus conceptos básicos son iguales a los del HEC-1 una innovación del HMS es el algoritmo llamado “Mod Clark”.

El método de Clark modificado “Mod Clark” es una aplicación de reciente desarrollo para ser usado con la temática de modelos distribuidos y con datos de estimación de lluvias en una grilla de imágenes digitalizadas de radar. Se ha desarrollado fundamentalmente para aplicaciones en tiempo real. (HEC, 1995; HEC,1996)

Modelación del flujo base

Es igual al HEC-1

Modelación de traslado en ríos

Es igual al HEC-1

Aplicaciones y limitaciones del uso de los algoritmos de traslado en ríos (ASCE, 1997)

Las rutinas empleadas incluyen la solución de las ecuaciones de continuidad y energía, sin embargo en ambas ecuaciones se omiten o simplifican términos para poder arribar a una solución más simple. Por eso el concepto hidráulico debe dar el criterio de selección.

Las rutinas del HEC-1 y del HMS no usan las ecuaciones completas de Saint Vennant, omiten los términos inerciales por lo tanto en crecientes de frente abrupto (rotura de diques, apertura rápida de compuertas, crecientes abruptas) no se deben usar las rutinas de estos modelos.

Si en cambio, se pueden usar en crecientes naturales que no producen ondas de frente abrupto.

Efectos de Remanso

Los efectos que las condiciones de aguas abajo, pueden trasladar hacia aguas arriba, no se tienen en cuenta en las rutinas de estos modelos y su aplicación no es correcta. Solo puede aplicarse el método de Puls Modificado bajo las siguientes restricciones:

1. Las condiciones de aguas abajo que producen el remanso son invariables en el tiempo.
2. Los efectos hacia aguas arriba, deben ser incluidas cuando se desarrollan las relaciones Volumen/Descarga.

Embalse en planicies inundables

En general con modelos unidimensionales esto no se simula. Si los efectos de planicie son muy marcados, ni onda cinemática, ni Muskingum se deben aplicar. En estos casos se deben usar modelos bidimensionales

.

Interacción entre la pendiente del río y el hidrograma

A medida que las pendientes del río (o canal) disminuye, las premisas de la modelación de onda cinemática no se emplea ya que hay términos en la ecuación de energía que son omitidos y que resultan significativos en el caso de muy bajas pendientes.

Por ejemplo las simplificaciones del modelo de onda cinemática son apropiadas solo si la pendiente del canal excede 0.002.

El método de Muskingum – Cunge se puede usar para bajas pendientes, pero como ya se dijo no en el caso de ondas abruptas.

Ponce et al, (1978) estableció un criterio numérico para juzgar la aplicabilidad de algunos modelos de propagación.

Así para el modelo de onda cinemática el error es menor del 5%, cuando:

$$\frac{T\ So\ \mu o}{do} \geq 171 \qquad (7.78a)$$

Donde:

T = duración del hidrograma (tiempo de base).
μo = velocidad media de referencia.
So = pendiente de fondo.
do = tirante medio de referencia.

Los valores de "referencia" son los promedios de las condiciones del flujo para los valores de caudales del hidrograma de ingreso en el tramo donde se hará el traslado.

Para Muskingum – Cunge los errores son menores de 5%, cuando:

$$T\ So\left(\frac{g}{do}\right)^{1/2} \geq 30 \qquad (7.78b)$$

g = aceleración de la gravedad.

Ocurrencia secuencial de régimen subcrítico y supercrítico

Si esto ocurre y la condición de supercrítico es en un tramo corto, su influencia no es grande en el hidrograma de descarga.

Si el tramo supercrítico es largo, ese tramo se debe tratar separadamente.

Red de canales dendríticos

No son aplicables las rutinas del HEC-1 ó del HMS

Disponibilidad de datos de aforo para calibración

Si no hay datos para calibrar es mejor usar métodos basados en condiciones físicas del río como: onda cinemática o Muskingum-Cunge.

Si hay efectos de remanso sobre la descarga de entrada: Puls Modificado.

$$\text{Si: } So > 0.002\ y\ \frac{T\ So\ \mu o}{do} \geq 171 \quad \text{ninguno} \qquad (7.78c)$$

Si So está entre 0.002 y 0.0004 y $\frac{T\ So\ \mu o}{do} \geq 171$: Muskingum-Cunge; Puls Modificado o Muskingum (7.78d)

Si So< 0.0004 y $T\ So\left(\frac{g}{do}\right)^{1/2} \geq 30$ Muskingum-Cunge (7.78e)

Si So< 0.0004 y $T\ So\left(\frac{g}{do}\right)^{1/2} < 30$ ninguno (7.78f)

El HMS, al igual que el HEC-1 admite confluencias (sumas) y bifurcaciones (derivaciones).

En las bifurcaciones el modelo se aplica cuando las relaciones entre el flujo en el canal principal y el flujo en el secundario, se conocen y son unívocas. Si no es así se deben aplicar modelos de flujo impermanente.

HEC-HMS versión 3.4

La versión 3.4 del año 2009 esta reprogramado en soporte JAVA, es decir no es un duplicado de los anteriores sino que el mismo ha sido desarrollado totalmente en este lenguaje. Esto hace que tenga nuevas interfaces muy mejoradas con el usuario y formas mas flexibles de interacción entre sus partes así como una muy mejorada opción gráfica de los resultados.
Entre sus agregados mas destacados se pueden mencionar:

- Opcion Lamina /Area (opción JD del HEC-1)
- Opción de fusión de nieve (opción M-del HEC-1) esta opción incluye simulación de precipitación sólo en forma de nieve (en función de la temperatura) y lluvia sobre nieve
- Nueva técnica de evapotranspiración de Priestley-Taylor para ser usada en simulación continua con la opción SMA (soil moisture account).
- Nueva opción de perdida por un nuevo método exponencial.
- Incluye las opciones de descarga controlada en embalses con 10 posible descargadores de fondo y 10 vertederos (opciones S- del HEC-1).
- Las pantallas de ingreso de datos varían en su formato en relación a la versión 2.2.2.

Elementos del modelo

Los elementos son los mismos de versiones anteriores En el caso de calculos en subcuencas y transito en tramos de cauces incluye nuevos métodos para perdidas de " Déficit and constant rate" (DC). " Exponential" " Gridded DC ". Para transformación de lluvia-caudal los mismos métodos usados en la versión 2.2.2. Para flujo base agrega la opcion de "Bounded recession". Para tránsito en cauces los mismos métodos usados en versiones anteriores..

Modelo meteorológico

Usa los mismos métodos de versiones anteriores y agrega la capacidad de modelar precipitación como nieve o lluvia conjuntamente con evapotranspiración El nuevo método de fusión nival usa un algoritmo de " indice de temperatura" para calcular la acumulación o fusión del " paquete de nieve" ("snow pack") En el caso de la evapotranspiración(EVP) incluye el valor de EVP constante y los nuevos métodos de Priestley-Taylor (PT) y grided PT. El calculo de la EVT sólo es requerida cuando se efectúa la simulación continua.

Como se expuso anteriormente, el modelo incluye el metodo de Lamina/Area, usando la tormenta de una determinada frecuencia.
En la versión 3.1.0 y posteriores, la modelación de embalses permite simular la rotura de presas.

Datos de ingreso ("input data Components")
Al igual que en versiones anteriores, los datos de series de tiempo se pueden ingresar manualmente o mediante un archivo externo DSS. Los datos que incluye el modelo pueden ser:

Series de tiempo:
Precipitación
Descarga (caudales)
Temperatura
Radiación solar
Coeficiente de cultivo (para el método de cálculo de la EVT)

Pares de datos ("paired data")
Volumen-Descarga (embalses)
Elevación-Volumen (embalse)
Elevación-Area (embalse)
Elevación-Descarga
Derivación- Ingreso
Secciones transversales
Curvas de hidrograma unitario
Curvas en porcentaje
ATI-Funciones de tasa de fusión
ATI-Funciones de tasa de frio
Patron de fusion subterránea
Patron de evaporación
Patron de tasa de fusión

Datos reticulares ("gridded data")
Precipitación
Temperatura
Radiación solar
Coeficiente de cultivo
Capacidad de embalse
Tasa de percolación
Coeficiente de embalse
Déficit de humedad
Area impermeable
CN del S.C.S.
Elevación
Contenido de frio
Contenido de frio ATI
Tasa de fusión ATI
Contenido de agua líquida
Equivalente de agua en nieve

Interfase con el usuario**:** la interfase con el usuario es mediante menues, con diseños mas prácticos, flexibles y de mayor interacción entre los componentes.

Pasos para el desarrollo de un proyecto

- Crear un nuevo proyecto
- Ingresar series de tiempo, pares de datos y datos en retículo necesarios para el modelo meteorológico.
- Definir las características físicas de la cuenca, creando y editando un modelo de cuenca.
- Seleccionar un método para el calculo de la precipitación en la subcuencas e ingresar la información que se requiera. La información de evapotranspiración y de acumulación y fusión de nieve, debe ser ingresada en esta etapa, si es requerida,
- Definir las especificaciones de control
- Combinar el modelo de cuenca, el meteorológico y las especificaciones de control para crear una similación.
- Visualizar los resultados y cambiar lo que sea necesario.

Visualizar los resultados

Al igual que versiones anteriores se pueden mostrar los resultados en forma de tablas o gráficos Para cada subcuenca, en confluencias o en el punto final. Igualmente puede simular futuras urbanizaciones u optimizar los resultados.
En el CD se presentan casos numéricos del uso del modelo HEC-HMS.

Modelo ARHYMO

El modelo HYMO fue creado en 1973 y su nombre es apócope de Hydrological Model (Williams, et. al., 1973). Fue introducido en Argentina con el nombre de HYMO10 (Fernandez, et al 1978), Su versión actual, ARHYMO 2.0 (Maza et. al., 2003) recoge las inquietudes y observaciones de usuarios, conformando una herramienta de trabajo de gran confiabilidad y uso amigable, apto para ser aplicado en medio rural o urbano, donde las condiciones generales de información de entrada están caracterizadas, tanto por la escasez como por su dudosa calidad. En esta versión se ha incorporado un nuevo módulo correspondiente al cálculo de conductos a presión; y modelación de cuencas urbanas para especificar en forma diferenciada el intervalo de tiempo de la precipitación y el de cálculo del hidrograma. Es conveniente el uso del modelo por proyectistas que deben afrontar problemas dentro de esta área, pero sin perder de vista los requisitos de la teoría de la simulación numérica del flujo superficial.
En cuanto a la simulación matemática, puede decirse que ARHYMO permite representar un sistema hidrológico ante el fenómeno lluvia - escorrentía sin acudir a ninguna ley de probabilidad, por lo cual, pertenece a los modelos determinísticos. A su vez, el modelo se puede clasificar como lineal, puesto que las propiedades en todos los fenómenos hidrológicos que simula hace uso de las de proporcionalidad y de superposición de los procesos lineales. Es decir, el fenómeno-respuesta (caudal) está ligado al fenómeno estímulo (lluvia) por un operador lineal.

- De parámetros concentrados, debido a que trata a una cuenca o subcuenca como unidad y en consecuencia los parámetros que la caracterizan no varían de un punto a otro sino que están representados por valores medios.
- De eventos aislados o discreto, dado que no tiene capacidad de variar la humedad del suelo entre precipitaciones sucesivas.

- Invariable en el tiempo, porque los parámetros que intervienen en el cálculo de los procesos son constantes en la simulación.
- De caja negra o empírico, pues el impulso (lluvia) es transformado en respuesta (caudal) sin que exista una teoría físicamente sustentada que explique el fenómeno. Además, presenta los resultados de la simulación sin que aparezcan los resultados de cálculos intermedios.

Esta clasificación del modelo pretende ser útil al hidrólogo, especialmente si es novato, en el conocimiento de las características principales del mismo y a la hora de afrontar a un proyecto o un caso concreto, proveerle la ayuda necesaria para responder a las siguientes preguntas:

- ¿Este modelo es apropiado para resolver el problema planteado?
- ¿Qué requerimiento de datos tienen el modelo y el problema?
- ¿Es aceptable la precisión con que el modelo representa la realidad física en el problema planteado?

En el CD se desarrolla el modelo con ejemplos.

7.5 SELECCIÓN DE MODELOS DE EVENTOS, APLICACIÓN Y CALIBRACIÓN

Los modelos de eventos, se seleccionan fundamentalmente para diseño hidrológico relacionados con la ocurrencia de eventos extremos, tales como: precipitación máxima probable (PMP) y la crecida máxima probable (CMP). Igualmente, sin llegar al valor extremo de la PMP, los modelos se utilizan con tormentas de proyecto de diferentes probabilidades de ocurrencia en función del riesgo de falla asignado al proyecto, para cálculos hidrológicos de obras hidráulicas, estudios de inundación, determinación de zonas de amenaza hidrológica y de vulnerabilidad, desagües pluviales urbanos, diseño de desagües viales, etc.

De acuerdo al estudio, se selecciona el modelo de evento a usar, así:

- Estudios de PMP y CMP para evaluación de presas nuevas o existentes a fin de asegurar condiciones de seguridad y establecer normas de operación: Modelos HEC-1 o su versión Windows HEC-HMS.
- Estudios de inundabilidad, amenaza y vulnerabilidad: Modelos HEC-Geo-HMS o combinación de HMS con HEC-RAS (Capítulo 8).
- Estudios de cuencas rurales o estructuras viales: ARHYMO ó HMS.
- Estudios de desagües pluviales urbanos o predios pequeños (parques, jardines. etc): ARHYMO (o eventualmente HMS).

Estos criterios son indicativos, la experiencia y el buen juicio ingenieril son en última instancia el mejor elemento de selección.

Los modelos de eventos, al igual que todas las metodologías de simulación, tendrán mayor confiabilidad en función de la calidad y cantidad de datos disponibles. Los modelos seleccionados generan el hidrograma en base a la teoría del hidrograma unitario y tienen por lo tanto sus limitaciones.

La mayor fuente de error se encuentra en la estimación adecuada de la precipitación y en la estimación de la distribución temporal de la lluvia, lo que se agrava cuando se trata de tormentas concentradas de tipo convectivo en áreas extensas mayores de 1000 km^2. En estos casos, el suponer que la lluvia y los demás parámetros (infiltración) son uniformes, puede dar lugar a errores. Si se tiene el concepto claro del comportamiento de las tormentas y de la variabilidad de los suelos y de la topografía, se debe seleccionar subcuencas o unidades de respuesta hidrológica más pequeñas, lo cual requiere nuevamente un buen criterio del hidrólogo.

Otro factor importante, es la calibración de parámetros que sólo es posible en cuencas donde se tengan, para la misma tormenta, datos de precipitación y caudal. En general, resulta necesario, en principio, hacer un estudio de sensibilidad del incremento de tiempo seleccionado para el hidrograma de modo de cumplir los requisitos indicados en la relación $Dt \leq 0.28\ T_R$,(relación 7.65) a fin de evitar hidrogramas truncados que dan picos menores que los reales.
La existencia de estaciones de aforo es un elemento a tener muy en cuenta para seleccionar subcuencas que puedan ser calibradas secuencialmente. Si se cuenta esta posibilidad la calibración desde aguas arriba hacia aguas abajo es muy apropiada, aunque se puedan realizar calibraciones por ensayo y error, o combinación de hidrogramas calibrados en algunas cuencas y sintéticos en otras.
La optimización de parámetros usando las rutinas automáticas, es una buena técnica para obtener una primera aproximación y luego ajustar manualmente. Algunos criterios a tener en cuenta son:

- La estimación del caudal de pico es muy sensible al Tc.
- La forma del hidrograma cambia dependiendo de la magnitud de la creciente, por lo tanto para el cálculo del hidrograma unitario la calibración se debe hacer en base a crecientes grandes que de ser posible hayan ocupado también las áreas marginales y planicies adyacentes.

Con referencia al modelo HEC-HMS en las aplicaciones en el CD se indican los comandos que definen sus diferentes rutinas de cálculo.
Al realizar la validación de una calibración, con otra tormenta, se debe tener presente cuales fueron las condiciones antecedentes de la creciente de la calibración. Si la creciente que se toma para válidar, tiene condiciones antecedentes diferentes, el modelo tendrá un comportamiento diverso, ya que las condiciones iniciales del suelo no serán las mismas. La solidez de una calibración está ligada a su validación con eventos no usados para calibrar. Los eventos deben ser de características similares sobre todo en relación con las condiciones de humedad antecedente. Una buena calibración, puede resultar erróneamente descalificada por usar para validar un evento con condiciones de humedad antecedente muy diferentes a los que se tenían para calibrar el modelo.

7.6 MODELOS DE SIMULACIÓN CONTINUA

Los modelos de simulación continua,desarrollados en la década del 60 y 70 del siglo pasado fueron: Standford Watershed Model – (Crawford et al, 1966), HSP-Hydrologic Simulation Program y el Modelo de Sacramento-(Burnash.et al 1973), " SSARR – Streamflow Síntesis and Reservoir Regulation" (U.S.Army, 1975). Muchos de estos modelos y otros sucesivos como IHMS "Integrated Hydrological Model System", SMHI, 1994, basado en el HBV (Bergtröm, 1976) y el WADIM-RT "Watershed Integrated Model in Real Time" (Fernández et al., 1994), y el Danish han sido integrado a sistemas de monitoreo en tiempo real (capitulo 14). El desarrollo y aplicación de los modelos de simulación continua se expone con mas detalle en el CD.

Modelo Standford IV

La estructura de este modelo (Figura 7.23) es antecedente de los modelos continuos que le sucedieron.

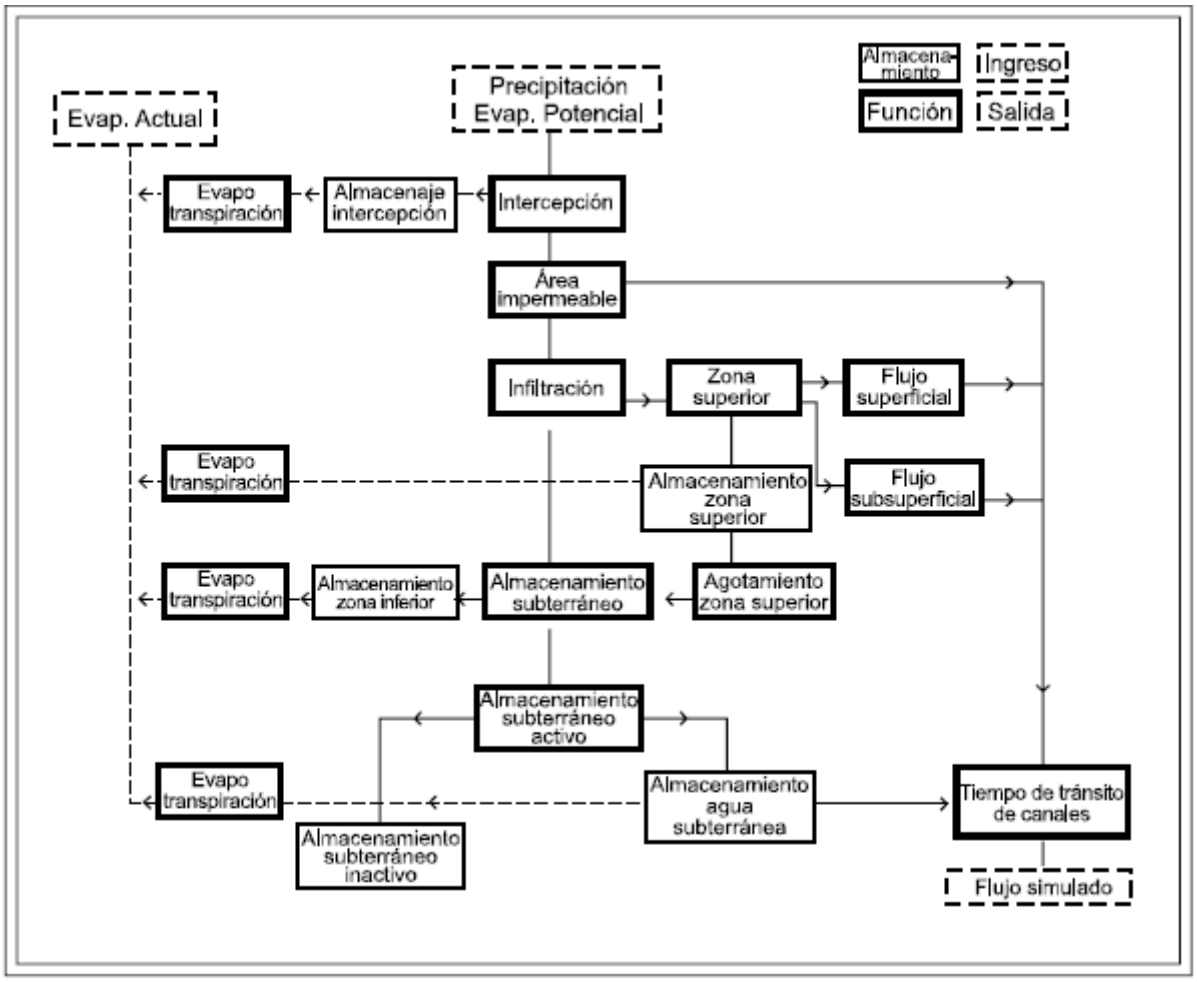


Figura 7.23 Representación esquemática del modelo de Stanford IV. (Crawford y Linsley, 1966)

Este modelo estableció la estructura básica de la simulación continua y del balance del agua en el perfil del suelo. Su estructura operativa es igual a la de los modelos de eventos con unidades de respuesta hidrológica o subcuencas. Considera áreas permeables e impermeables y el perfil del suelo dividido en dos horizontes superior e inferior. Los dos elementos básicos de pérdidas son evapotranspiración e infiltración, arrojando como resultado el escurrimiento superficial, el almacenamiento subterráneo y el escurrimiento subterráneo.
En su versión original, funciona con un intervalo de tiempo de 15 minutos. Como todos los modelos continuos, tiene muchos parámetros difíciles de estimar. Su uso estuvo ligado, generalmente, a la modelación en tiempo real de cuencas provistas de buenos datos.

National Weather Service Soil Moisture Accounting Model (Modelo de Sacramento)

Se puede decir que luego de su aparición, para operación en tiempo real, en el National Weather Service-River Forecast Center de California y Nevada en 1973 (Burnash et al., 1973) fue el paradigma de los futuros modelos continuos.

El Modelo de Sacramento considera también dos horizontes, pero en cada zona (superior e inferior) divide el agua en agua de tensión (zona no saturada) y agua libre (zona saturada). En la zona inferior considera a su vez dos zonas, aquella que genera rápidamente flujo base (flujo

suplementario) y aquella de drenaje lento (flujo primario). La Figura 7.24, muestra la estructura conceptual detallada del Modelo de Sacramento. Este modelo se trata con mayor detalle en el CD.

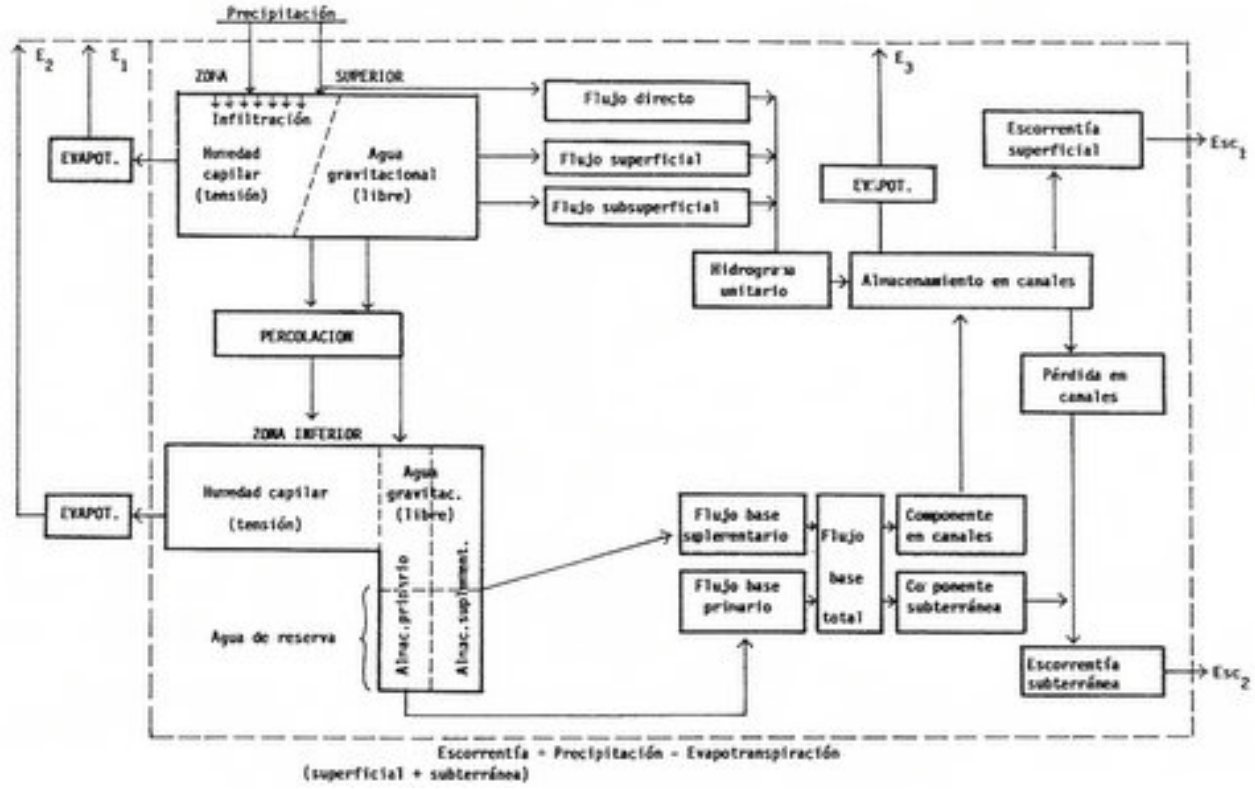


Figura 7.24 Estructura conceptual del modelo de Sacramento

Modelo IHMS "Integrated Hydrological Model System"

Es el modelo continuo desarrollado por el SMHI "Swedish Meteorological and Hydrological Institute" (IHMS, 1994). Es un modelo basado en el HBV (Bergström, S., 1976) que incluye la versión "Pulse" de ese modelo. El HVB es un modelo conceptual semidistribuido. Cuando el modelo es calibrado se puede usar en dos tipos de pronósticos hidrológicos:

- Pronóstico a corto plazo. En este caso el modelo corre usando datos medidos de precipitación y temperatura por un período que termina el día antes del primer día de pronóstico. Desde esa fecha se deben ingresar datos pronosticados de temperatura y precipitación para que el modelo genere el hidrograma correspondiente.
- Pronóstico a largo plazo. En este caso no se ingresan datos de pronósticos, el modelo usa datos observados para igual período en el año previo y los anteriores. El modelo genera tantos hidrogramas como años hayan disponibles o menos, si se desea. Todas las secuencias se iniciarán en las condiciones de estado del modelo con los datos corrientes, es decir, para una condición antecedente de suelo que es la de la fecha en el año actual. Si eso es razonable, los correspondientes hidrogramas mostrarán una distribución confiable con la realidad.

Al igual que en lo mencionado en modelos ya citados, el IHMS cuenta con los siguientes módulos (Figura 7.25):

- Acumulación y fusión nival.

- Balance de agua en el perfil del suelo.
- Generación de hidrogramas de escorrentía directa y de flujo base.
- Rutinas de tránsito.
- Suma de hidrogramas de subcuencas.
- Subdivisión en cuencas de montaña por franjas altitudinales para el módulo de nieve y para balance de agua en el perfil del suelo. Estas franjas de elevación a su vez se pueden dividir en zonas de diferentes vegetación.

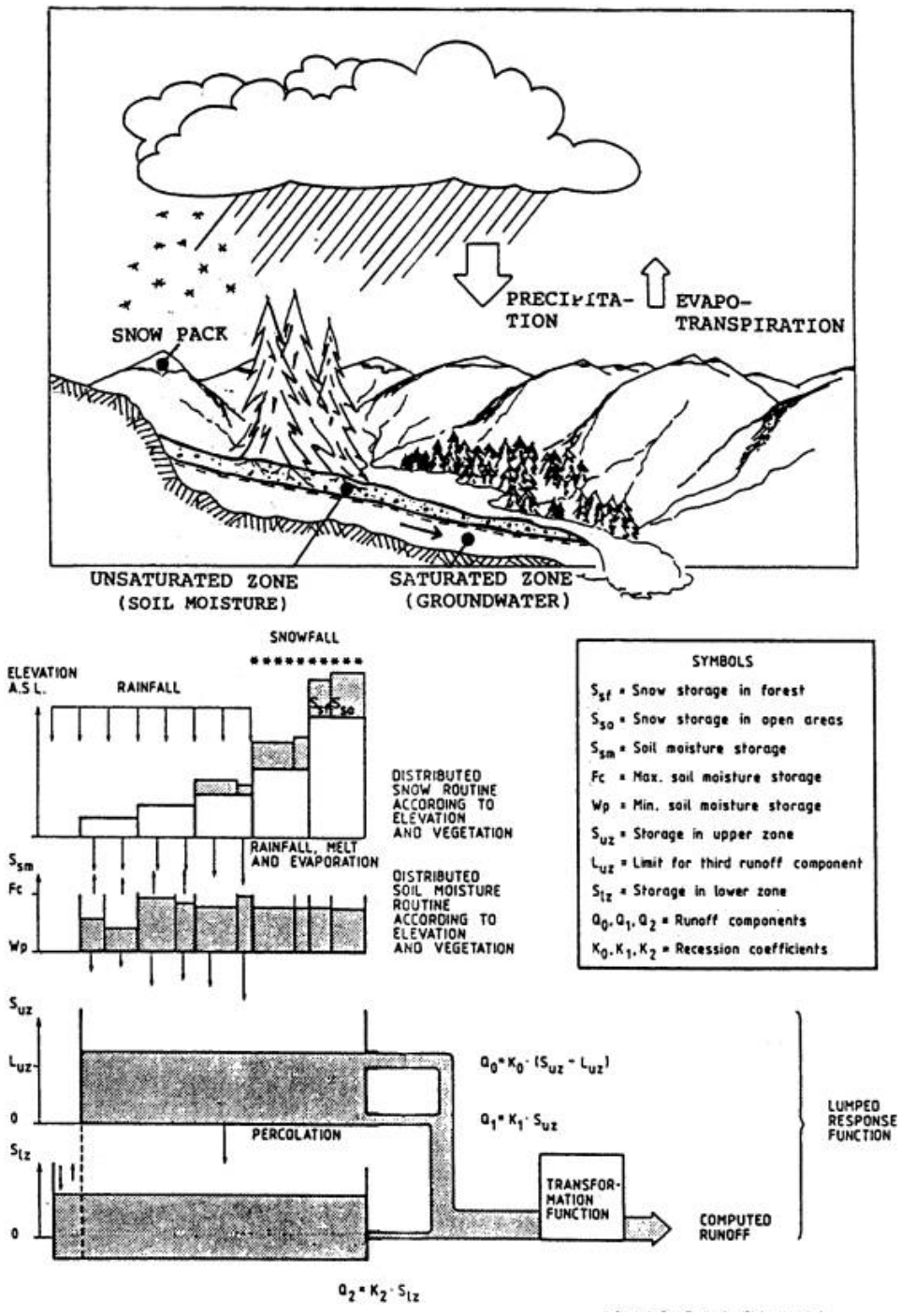


Figura 7.25 Estructura conceptual simplificada del modelo de HBV (Bergstrôm, 1976)

El modelo funciona con un intervalo de tiempo de 1 día, pero se pueden usar intervalos menores.

7.7 MODELOS SEMIDISTRIBUIDOS Y DISTRIBUIDOS

Las simplificaciones que se introducen, en relación al proceso físico en los modelos matemáticos, sean de eventos o continuos está directamente relacionada con la posibilidad de contar con datos adecuados.

En el concepto de disponer de mejor calidad y cantidad de datos se enmarca la utilización de modelos hidrológicos con estructura espacial o modelos distribuidos. Redes terrestres telemétricas más densas, imágenes de radar y satélite y el uso generalizado de sistemas de información geografica (SIG), hacen de estos modelos una opción mas aplicable. Entre ellos se encuentran el Top Model y ANSWERS, descritos a continuación.

Top Model

El modelo "Top Model" (Beven et al, 1994) utiliza relaciones físicas para representar la cuenca y los procesos hidrológicos. La estructura del modelo se basa en la discretización de subcuencas utilizando un factor topográfico obtenido de mapas a gran escala, con una malla de discretización máxima de 50 x 50m (Singh et al, 2002).
El modelo se basa en las siguientes hipótesis (Tucci, 1998):

- La dinámica en la zona del perfil saturado, se obtiene por representaciones sucesivas de estados uniformes.
- El gradiente hidráulico de la zona saturada se puede obtener del declive topográfico local expresado en función del pendiente de la superficie.
- La distribución de la trasmisibilidad en profundidad ocurre según una función exponencial.
- Dentro del intervalo de tiempo seleccionado, existe homogeneidad espacial en la tasa de recarga que contribuye al área saturada.

Usando el modelo Top Model en la cuenca experimental del Río Sleepers en Vermont, (Woloock, 1995), se encontró que las unidades de respuesta hidrológica deben tener un área de al menos 5 km^2 para ser representativa de cuencas grandes, a lo largo de un mismo cauce, en términos de características topográficas y simulación del escurrimiento.
Por otro lado Bruneau et al, (1995), analizando el efecto de resoluciones en espacio y tiempo en la cuenca experimental de Coefdan, Francia, de 12 km^2 encontró grillas de 50m y tiempos de 1 hora en la obtención de óptimos resultados.

Modelo ANSWERS

"Areal Non Point Source Watershed Environment Responde Simulation" (ANSWERS), fue desarrollado originalmente por Beasley y Huggins en 1981 para simular procesos hidrológicos y el impacto de prácticas de manejo en relación con la escorrentía y el transporte de sedimentos . Posteriormente otros autores lo usaron para el transporte de fósforo y nitrógeno (Amin, 1982; Storm et al., 1988; Dillaba et al., 1988).
La cuenca se discretiza en elementos cuadrados, en los cuales se realiza un balance de volumen vertical que incluye: precipitación, intercepción, infiltración y evapotranspiración. La interacción entre elementos adyacentes se produce a través de escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo. El tamaño de los elementos es función de la disponibilidad de datos y la uniformidad física de la cuenca.
Hay dos tipos de elementos (Figura 7.26), aquel que es de superficie de la cuenca y aquel que tiene un canal (Tucci, 1998). La versión original estuvo limitada a 2000 elementos (gridcells) que fue ampliada en aplicaciones posteriores a 6079 de 30 x 30m.

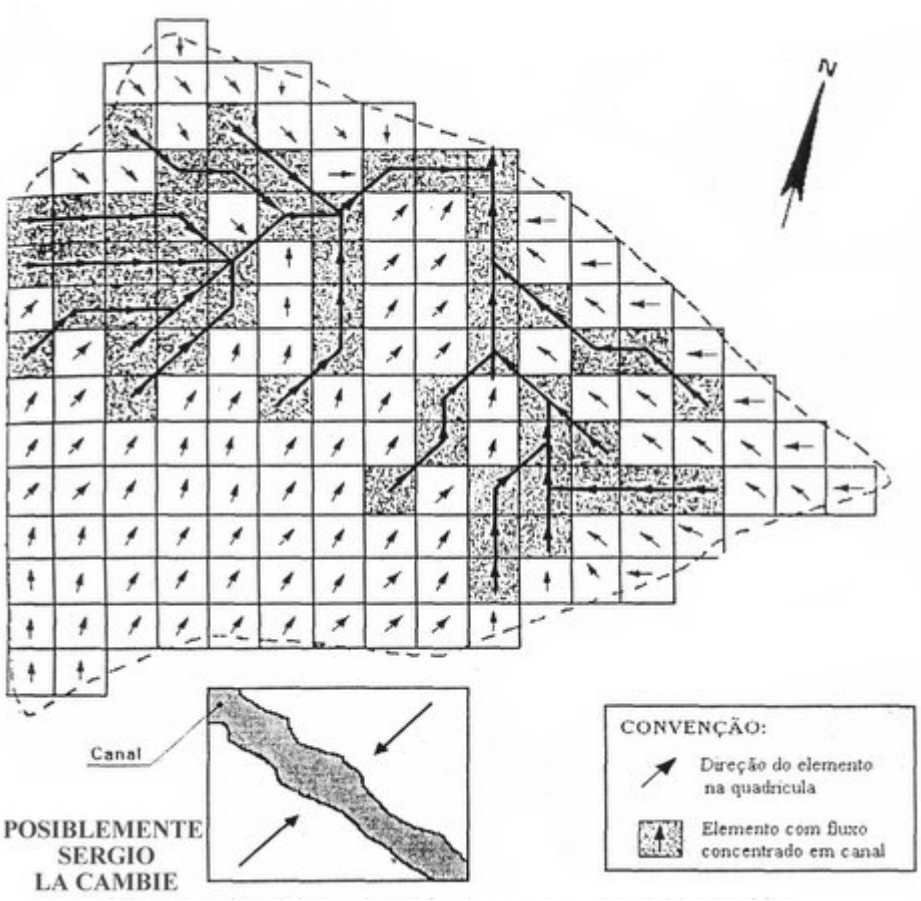


Figura 7.26 Discretización de una cuenca hidrográfica con el modelo de ANSWER (Tucci, 1998)

Los autores de ANSWERS establecen que el modelo debe ser usado con celdas (elementos) de tamaños de 100 x 100m o menores, correspondientes a suelos y usos uniformes. El uso de celdas mayores, viola los preceptos básicos del modelo y causa problemas numéricos en la simulación de la escorrentía directa. ANSWERS, se ha desarrollado para eventos mayores.

Aparte de la discretización de la cuenca y su funcionamiento, el proceso de ANSWERS es el siguiente: luego del inicio de la lluvia, parte de la precipitación es interceptada por la vegetación, hasta que se satisface la intercepción, es decir, la precipitación que puede ser infiltrada en el suelo. Tan pronto como la intensidad de la lluvia, supera la velocidad de infiltración o el horizonte del suelo está saturado, el agua comienza a acumularse en las depresiones. Cuando estas depresiones se llenan inicia la escorrentía superficial. Cuando el agua de escurrimiento superficial llega a un canal, se crea el tránsito a través del mismo y de la red de drenaje de la cuenca hasta el punto de concentración.

El agua en exceso de la capacidad de campo puede percolar hacia los horizontes de agua subterránea (si ellos existen). En los períodos entre lluvias el agua puede ser removida del suelo y de los horizontes radiculares por evapotranspiración.

En los elementos cuadrados que discretiza la cuenca se asume que las propiedades físicas son uniformes, sin embargo estas propiedades pueden cambiar de celda a celda, permitiendo en esta forma tener en cuenta la variabilidad espacial de las mismas (topografía, suelo, vegetación, uso del suelo). La precipitación se describe por hietogramas medidos. Cada celda de la grilla se

asocia a una estación en relación a una distribución espacial de polígonos de Thiessen. Por lo tanto, se puede también tomar en cuenta, la variabilidad espacial de la lluvia

La tasa de infiltración se describe con el modelo de Green y Ampt (capitulo 2). El perfil del suelo y la distribución de la humedad, se asume homogénea. La infiltración se modela como un frente húmedo que cruza el perfil del suelo verticalmente. El suelo arriba del frente húmedo, está saturado y abajo tiene una humedad igual al contenido de humedad antecedente. La conductividad hidráulica efectiva es función de conductividad hidráulica saturada, la cual se estima de ensayos de campos o de valores de la literatura (Tucci, 1998).

El modelo también calcula tanto el drenaje hacia el subsuelo o al acuífero subterráneo como el escurrimiento superficial y el de canales. La evapotranspiración se calcula con la ecuación de Ritchie, (1972) que es una aproximación de Penman (Braud , 1998; Braud et al, 1999).

7.8 SELECCIÓN DE MODELOS CONTINUOS

La calibración de modelos de eventos es altamente deseable, mientras que la de modelos continuos es imprescindible. Los modelos continuos son modelos conceptuales con una filosofía muy semejante entre sí, para la simulación del proceso físico.

Los modelos continuos tienen un elemento clave en el balance de la humedad en el perfil del suelo, lo cual los hace especialmente diseñados para simular flujo base en períodos de no lluvia y caudales de creciente en períodos de lluvia una vez satisfecha la capacidad de retención de agua en superficie (pérdida inicial) y en el perfil del suelo.

Los modelos continuos por su diseño tienen numerosos parámetros, la mayoría de los cuales se deben evaluar por calibración basado en registros históricos de lluvia – caudal o de temperaturas – caudal para fusión nival, o una combinación de ambos.

Esta abundancia de parámetros y la necesidad de su calibración hace que los modelos continuos no sean una herramienta útil para diseño en cuencas con pocos datos. Por el contrario, en cuencas con datos, permiten obtener simulaciones continuas para pronósticos a mediano – largo plazo y operar en línea sistemas de recepción de datos en tiempo real.

Los modelos continuos no admiten métodos sintéticos en cuencas sin datos y, por lo tanto, su uso está más limitado a cuencas con datos de régimen permanente con flujo base. La utilización de modelos continuos en cuencas de régimen efímero que carecen de un caudal base, resulta difícil (Sorooshian, 1984) y de resultados poco confiables, sobre todo debido a la ausencia de flujo base para su calibración. En relación con esta situación los inconvenientes encontrados son los siguientes (Fernández et al., 1994):

- La calibración de modelos continuos se hace fundamentalmente calibrando primero el modelo para períodos de flujo base, donde se ajustan, los parámetros del agua en el suelo.
- Las cuencas efímeras carecen de flujo base en períodos de no lluvia. Cuando estas se encuentran sujetas a crecientes torrenciales (flash floods) carecen frecuentemente de datos de caudal, ya que resulta difícil su medición.
- El rol de la evapotranspiración, durante la creciente (si es de corta duración), es poco trascendente, no así en relación al flujo base.
- En cuencas de zonas desérticas, la intensidad de la lluvia resulta más importante para eventos extremos que para el balance de agua en el perfil del suelo.
- En zonas áridas es muy poco frecuente encontrar suelos edáficamente desarrollados que presenten los perfiles y las características adecuadas para la aplicación de los modelos continuos.

Para cuencas en las que se tienen disponibilidad de datos, tanto de precipitación como de caudales; régimen perenne, con frecuencia de caudal base; suelos con perfiles edáficamente desarrollados y objetivos de la modelación relacionados con sistemas en tiempo real para pronósticos de escurrimientos (preferentemente de volúmenes para operación de embalses); algunos criterios de calibración son los siguientes:

- La optimización de parámetros es preferentemente manual con una fuerte componente del criterio del hidrólogo, comparando balance de volúmenes y forma de los hidrogramas de las crecientes.
- Los parámetros de estado (es decir aquellos "contenidos" que varían en función del tiempo), se pueden optimizar por métodos automáticos, basados en las condiciones antecedentes, al iniciar un largo período de simulación. Además, pueden ser ajustados manualmente en base al caudal base, en períodos de no lluvia. Estos contenidos para t=0 no deben ser mayores a la máxima "capacidad" de aquellos parámetros que son fijos, siendo la máxima capacidad de retención de agua en el perfil del suelo.
- A mayor valor de los contenidos iniciales, mayor es el flujo base.
- Ajustado el flujo base, se deben "calibrar" los valores de crecientes en períodos de lluvia, basados en los parámetros de áreas impermeables, de balance de agua en el perfil o de percolación e incluso del propio hidrograma unitario que es dato.
- En los modelos continuos la relación entre la evapotranspiración y la precipitación es trascendente. La precipitación, que en un modelo de evento, puede ser medida con una definición de 1mm, en estos debe hacerse con 0.2mm. Esta medición resulta a veces clave en la simulación de la tasa descendente del flujo base en períodos largos, con lluvias débiles o escasas.

Cada modelo tiene sus parámetros, la Figura 7.27 indica la relación de algunos parámetros y el hidrograma de una creciente en el modelo de Sacramento (Burnash et.al, 1973; NOAA, 1976; Fernández et.al, 1994). El significado de los parámetros se explican en el CD en relación con este modelo.

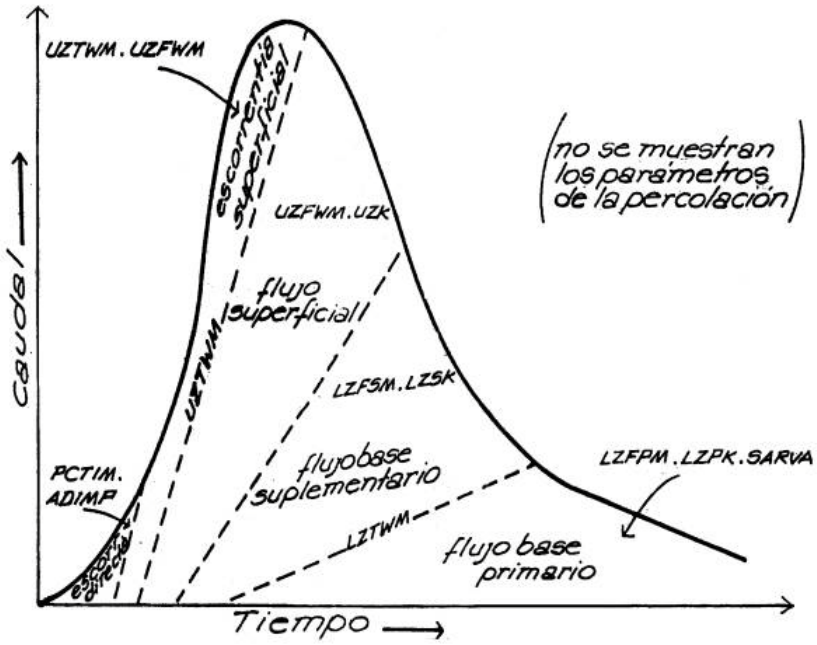


Figura 7.27 Influencia de los parámetros en el hidrograma (Modelo de Sacramento)

En una cuenca subdividida en subcuencas se deben calibrar primero todas las subcuencas que tengan estaciones de aforo en su desembocadura. Cumplida esta primera etapa, considerar estaciones de aforo sobre el cauce principal, tales que permitan usar hidrogramas de cuencas calibrados en otras que no los poseen debido a la carencia de estaciones de aforo. Usando los métodos de hidrograma sintéticos, se puede calibrar indirectamente la cuenca sin datos de modo que su suma a la cuenca aforada, ajuste con la estación de aforo sobre el cauce principal. En esta forma se procede desde aguas arriba hacia aguas abajo, transitando los hidrogramas en tramos del cauce, según sea necesario.

En la calibración de toda la cuenca se deben controlar entre hidrogramas observados y calculados lo siguiente:

- Coincidencia de tiempos, de caudales máximos, de volúmenes y de la forma general del hidrograma. Resulta generalmente difícil obtener todas estas coincidencias simultaneamente, por lo tanto se debe priorizar una u otra según sea el objetivo del estudio.
- Tiempo en que se produce el pico en operaciones en tiempo real.
- Caudales máximos en diseños de canales y estructuras de paso.
- Volúmenes y forma del hidrograma en diseño o verificación del volumen de crecientes de embalses.

La calidad y densidad de estaciones, es factor fundamental en la calibración. No se debe olvidar que la asignación de pesos a las estaciones de lluvia por métodos conocidos como Thiessen, es una tarea, no necesariamente de total precisión, por ello, el modificar los “pesos” de estaciones durante una calibración puede mejorar el resultado. Lógicamente los “nuevos pesos” se deberán entonces conservar. En una cuenca compleja, se debe verificar la inclusión de todas las áreas de drenaje de tributarios.

Durante la calibración, se presentan errores de volumen, ligados a malas estimaciones de la lluvia o de los parámetros de pérdidas en el suelo, o de ambos. Estos pueden ser:

- Errores en el pico relacionados con falsas estimaciones de áreas impermeables, de tiempos de concentración o coeficientes de almacenamiento de la cuenca.

- Errores en los tiempos relacionados con la distribución temporal de la lluvia o falsas estimaciones de la pérdida inicial.
- Errores en los tránsitos debidos a incorrectas estimaciones de los coeficientes de descarga (rugosidad) o valores no adecuados del almacenamiento en métodos hidrológicos (Muskingum).

7.9 MODELACIÓN DE CUENCAS CON DATOS INSUFICIENTES

En los capítulos anteriores se han tratado fundamentalmente métodos de diseño hidrológico en cuencas con datos de precipitación y caudales, o, ambos. Un tema de gran importancia para la ingeniería práctica es el relacionado con las estimaciones de caudales de diseño en cuencas con escasa información.

Desafortunadamente, cuando el ingeniero trabaja en el mundo real del diseño hidrológico es más frecuente tener que tratar con cuencas o áreas con escasas o ninguna información, donde la matemática y sobre todo la estadística desarrollada basado en el análisis de buenas series históricas de lluvias y/o caudales, se deben sustituir por métodos eficaces, pero simples que usan pocos datos (ó ninguno) y el sentido común del hidrólogo experimentado. Estos métodos tienen mucho de ciencia y técnica , pero para obtener resultados "razonables" se requiere de mucho de arte (Loague et al, 1985).

En la estimación de caudales de diseño en cuencas sin aforos el analista, usará ecuaciones y modelos que sólo incluyen parámetros que puedan obtenerse de datos físicos de la cuenca o de extrapolación de cuencas vecinas con datos. Frecuentemente, la solución es el resultado de una combinación de ambos factores.

Los modelos cuyos parámetros se definen basados en las condiciones físicas de la cuenca (como lo es el HEC-1, HEC-HMS, ARHYMO), deben preferirse de aquellos que los parámetros se obtienen por calibración, es decir, modelos continuos.

La extrapolación de datos de cuencas con mediciones a otras que carecen de ellas, siempre que exista homogeneidad meteorológica e hidrológica, es un buen recaudo a tener en cuenta haciendo uso de metodologías de correlación múltiple entre precipitación, caudal y parámetros geomorfológicos (capítulos 5 y 6). En este sentido, algunos parámetros físicos a tomar en cuenta en los modelos de regresión son: area de la cuenca, longitud cauce principal, pendiente de la cuenca, pendiente del cauce principal, diferencia de nivel entre los extremos del cauce principal, cota del centro de la cuenca, permeabilidad o infiltración, uso del suelo, densidad de drenaje, CN del SCS.

Los parámetros de los modelos sintéticos de lluvia - caudal están basados en datos físicos de las cuencas. En el caso de tránsito de crecientes se deben usar métodos como Puls Modificado, basado en la estimación del coeficiente de Manning y la relación de almacenamiento en canal versus descarga, determinada con secciones transversales y perfil del cauce.

El tipo de información que se solicita en estos estudios está compuesto de: caudales máximos (en todos los estudios) y su frecuencia; volumen de la creciente (para estudios de embalses); hidrograma completo (base del hidrograma, tiempo al pico, duración de la recesión).

7.10 ESTIMACIÓN DE CAUDALES DE CRECIENTES

Siguiendo el diagrama de la Figura 7.2, claramente se evidencia que existen tres bloques temáticos de entrada necesarios para el cálculo de los caudales de diseño, sea mediante métodos manuales o mediante el uso de modelos de lluvia-caudal:

- Composición del mapa base, delimitación de cuencas, subcuencas y red de drenaje.
- Evaluación de las características de la cuenca suelo, vegetación, a fin de determinar el coeficiente de escorrentía (o el valor de CN del Servicio de Conservación de Suelos - USA)
- Selección de la lluvia de diseño de una determinada frecuencia.
- Cálculo del caudal de pico o del hidrograma sintético de la creciente.

Antes de entrar en el detalle de los procedimientos a seguir es necesario hacer referencia a algunos de los problemas más comunes que se encuentran.

- Ausencia de mapas o cartas planialtimétricas a escala adecuada. Esta es una falencia insalvable, ya que el mapa base de la cuenca es imposible de "generar" o sustituir. A veces cuando es un problema de escala, se puede hacer algo sobretodo usando sistemas de información geografica (SIG) y/ o imágenes satelitales.
- Condiciones climáticas locales diferentes de aquellas donde se tienen datos, lo que hace muy difícil la extrapolación de las tormentas. En estos casos un registro simultáneo de la misma tormenta en las diferentes regiones, puede ayudar a la obtención de una mejor aproximación a las tormentas.
- Características físicas de la cuenca diferentes a las de las cuencas vecinas. Esto es importante cuando se deben hacer correlaciones entre escorrentía y parámetros geomorfológicos como se ha mencionado. En el caso de estimación de crecientes la falta de datos físicos se debe subsanar con levantamientos de campo. Tratándose de la clasificación hidrológica de suelos, usando el método del Servicio de Conservación de Suelos de USA, se puede subsanar con imágenes de satélite y levantamientos expeditivos de campo.
  Dentro de los datos a levantar se encuentran:
- Cartografía. Los planos base planialtimétricos a escala adecuada resultan un elemento sin el cual el estudio no es posible. Las cartas de los Institutos Geográficos Militares son de gran valor.
  Las cartas planialtimétricas a escalas 1:50.000 ó 1:100.000 son un elemento importante, el problema está en que a veces no se tiene disponibilidad de las mismas (capítulo 6). Las cuencas individuales de tipo aluvional, son generalmente menores de 500 km^2 y para ese tamaño aún la escala 1:100.000 es insuficiente. Es frecuente encontrar en organismos provinciales buenos mapas de levantamientos aéreos 1:20.000. Estos mapas digitalizados en la cuenca o zona en estudio permite con un SIG obtener buenas cartas a la escala de trabajo, por ejemplo, 1:40.000. Otras fuentes de cartas planialtimétricas son las departamentos de Geología y Minería, donde se consiguen cartas (o fotocopias) a la escala de 1:200.000. 1:250.000. Sobre la carta de base se debe realizar el mapa base hidrológico (subcuencas y red de drenaje).
- Suelos y Vegetación. Los mapas a escala 1:250.000, dan una idea general de estos elementos. Si se necesita mayor detalle se deberán hacer, para el problema específico, levantamientos de campo que densifiquen la información y permitan obtener un mapa. Actualmente las imágenes de satélite con buena resolución constituyen un elemento de alto valor, en este aspecto.
- Marcas de Agua. Las marcas de agua (altura de la resaca) de crecientes históricas unido a las referencias de pobladores y periódicos locales sobre los niveles que hayan alcanzado las aguas resultan fundamentales en la estimación de caudales con la ecuación de Manning.

- Los caudales que pueden haber pasado por un determinado punto. Esto es importante para realizar calibraciones de los modelos de lluvia-caudal. En el capítulo 8 se puede ver en detalle los valores de Manning para todo tipo de ríos.

La determinación del volumen de escurrimiento (precipitación efectiva) como resultado de una precipitación caída en un área dada, es función de numerosas variables (tipo de suelo, pendiente, vegetación, porcentaje de cobertura, grado de humedad, temperaturas precedentes, etc.). El SCS ha elaborado la metodología ya descrita para la estimación de dicho escurrimiento, la cual ha sido aceptada y comprobada en un gran número de cuencas de Argentina, países de América Latina, en los Estados Unidos, Europa y Australia.

Algunos conceptos y criterios adicionales a tener en cuenta son:

- La pendiente del terreno incrementa el potencial de escurrimiento.
- Los suelos con perfiles de características semejantes responden en forma semejante al efecto de una tormenta de gran intensidad.
- Si se considera que la cubierta vegetal es mínima, el aumento de volumen del suelo es máximo y la precipitación es superior a la infiltración potencial.
- La clasificación debe basarse siempre en una misma técnica de medición.

El criterio formado por los especialistas en base a numerosas observaciones es fundamental en la clasificación del suelo. Con el grupo hidrológico de suelo, su uso y cobertura vegetal se entra a la tablas que dan el valor de CN para las distintas combinaciones hidrológicas. Las condiciones de humedad edáfica en que se encuentra la cuenca al producirse una tormenta determinada, como son la precipitación en el período anterior de 5 a 15 días, efectos de la infiltración y la evapotranspiración, hacen variar como se ha expuesto anteriormente el valor de CN.

En los casos de escasa información de precipitación en la cuenca en estudio, se deberán realizar análisis regionales de lluvia:

- Estudios regionales realizado pueden aportar datos de campos de precipitaciones máximas diarias para 25, 50 y 100 años. Esto proporciona una idea del régimen pluviométrico para distintas regiones, lo cual es fundamental.
- Identificada la región se deben buscar datos de lluvias registradas en puntos de esa región. Si se tienen, para una misma tormenta histórica, varios puntos el mapa de isoyetas de la tormenta y su duración dará idea de la tormenta de proyecto deseada. Es decir, con la distribución espacial y temporal tomadas como porcentaje del total se genera la tormenta de proyecto.
- Si se tienen en la región identificada curvas IDF, se genera el hietograma por cualquiera de los método conocidos (Capítulo 5).

La estimación de caudales que se puedan haber registrado, está ligado a la identificación de marcas de agua de resacas dejadas en la vegetación del cauce, puentes, alcantarillas, etc. Este dato en conjunto con el levantamiento de las secciones transversales cada 100m y una sección longitudinal de unos 500 metros aguas arriba y aguas abajo del sitio donde se tiene la marca de agua y el cálculo del caudal con la ecuación correspondiente dará una estimación del caudal que ha pasado (capítulo 8).

En ríos de montaña el ancho del canal principal y el tamaño del material transportado, pueden dar una idea de la magnitud de las crecientes. Son interesantes las investigaciones realizadas en Colorado y otros lugares de USA por Jarret (1984, 1990).

7.11 MÉTODO RACIONAL

Cuando se quieren obtener sólo los caudales máximos a esperar en estructuras de paso como puentes o alcantarillas, se pueden calcular haciendo uso de la fórmula racional (Mulvaney, 1850) .El método racional ha sido usado por más de 150 años en Inglaterra (Allem et al, 1975) e independiente de las críticas que se le hacen, es útil en cuencas pequeñas menores de 200 km^2 (ASCE, 1949). En realidad este límite está dado por las características de las lluvias intensas en la zona y debe ser tal que la lluvia puntual se pueda considerar uniformemente distribuida en el área. La fórmula es:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} \tag{7.79}$$

Donde:Q es el caudal en m^3/s.

C es el coeficiente de escorrentía adimensional (Tablas 7.25 y 7.26).

I es Intensidad de la lluvia en mm/hora.

A es el área en hectáreas.

Si se usa con criterio la ecuación 7.79 es razonablemente buena, sobre todo si se elige correctamente el valor de C. Es muy frecuente trabajar con áreas no uniformes. En estos casos se debe sacar un valor promedio ponderado de C, en función del área tal como se indicó para valores de CN compuestos.

La duración de la lluvia debe elegirse igual al tiempo de concentración de la cuenca para maximizar el caudal de diseño, como se ilustra en la Figura 7.28. La duración esta relacionada con la tormenta de diseño que tiene en cuenta la duración,la intensidad y la frecuencia (T_R). (Capítulo 5)

Las ecuaciones para calcular caudales de pico son numerosas. Una reseña de ellos se pueden ver en Chow, (1962) y Chow et al, (1994) y .Bureau of Public Roads, (1961). Igualmente una aplicación completa de la fórmula racional se puede ver en Road Research Laboratory, (1968), en Terstriep et al, (1969) o en Allison, (1967)

Tabla 7.25 Valor de C y su relación con la clasificación hidrológica de suelos del SCS (A, B, C, D) y la pendiente del terreno en porcentaje (McCuen, 1998)

Uso del suelo	**A**			**B**			**C**			**D**		
	0-2%	**2-6%**	**6%+**	**0-2%**	**2-6%**	**6%+**	**0-2%**	**2-6%**	**6%+**	**0-2%**	**2-6%**	**6%+**
Cultivado	0.08 a 0.14 b	0.13 0.18	0.16 0.22	0.11 0.16	0.15 0.21	0.21 0.28	0.14 0.20	0.19 0.25	0.26 0.34	0.18 0.24	0.23 0.29	0.31a 0.41 b
Pastos	0.12 0.15	0.20 0.25	0.30 0.37	0.18 0.23	0.28 0.34	0.37 0.45	0.24 0.30	0.34 0.42	0.44 0.52	0.30 0.37	0.40 0.50	0.50 0.62
Praderas	0.10 0.14	0.16 0.22	0.25 0.30	0.14 0.20	0.22 0.28	0.30 0.37	0.20 0.26	0.28 0.35	0.36 0.44	0.24 0.30	0.30 0.40	0.40 0.50
Bosques	0.05 0.08	0.08 0.11	0.11 0.14	0.08 0.10	0.11 0.14	0.14 0.18	0.10 0.12	0.13 0.16	0.16 0.20	0.12 0.15	0.16 0.20	0.20 0.25
Residencial Lotes 0.05ha	0.25 0.33	0.28 0.37	0.31 0.40	0.27 0.35	0.30 0.39	0.35 0.44	0.30 0.38	0.33 0.42	0.38 0.49	0.33 0.41	0.36 0.45	0.42 0.54
Lotes menos de 0.1Ha	0.22 0.30	0.26 0.34	0.29 0.37	0.24 0.33	0.29 0.37	0.33 0.42	0.27 0.36	0.31 0.40	0.36 0.47	0.30 0.38	0.34 0.42	0.40 0.52
Lotes de 0.13Ha	0.19 0.28	0.23 0.32	0.26 0.35	0.22 0.30	0.26 0.35	0.30 0.39	0.25 0.33	0.29 0.38	0.34 0.45	0.28 0.36	0.32 0.40	0.39 0.50
Lotes de 0.2Ha	0.16	0.20	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.30	0.37

	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48
Lotes 0.5 Ha	0.14 0.22	0.19 0.26	0.22 0.29	0.17 0.24	0.21 0.28	0.26 0.34	0.20 0.28	0.25 0.32	0.31 0.40	0.24 0.31	0.29 0.35	0.35 0.46
Industrial	0.67 0.85	0.68 0.85	0.68 0.86	0.68 0.85	0.68 0.86	0.69 0.86	0.68 0.86	0.69 0.86	0.69 0.87	0.69 0.86	0.69 0.86	0.70 0.88
Comercial	0.71 0.88	0.71 0.88	0.72 0.89	0.71 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.89	0.72 0.90
Calles	0.70 0.76	0.71 0.77	0.72 0.79	0.71 0.80	0.72 0.82	0.74 0.84	0.72 0.84	0.73 0.85	0.76 0.89	0.73 0.89	0.75 0.91	0.78 0.95
Parques	0.05 0.11	0.10 0.16	0.14 0.20	0.08 0.14	0.13 0.19	0.19 0.26	0.12 0.18	0.17 0.23	0.24 0.32	0.16 0.22	0.21 0.27	0.28 0.39
Estacionamientos	0.85 0.95	0.86 0.96	0.87 0.97	0.85 0.95	0.86 0.96	0.87 0.97	0.85 0.95	0.86 0.96	0.87 0.97	0.85 0.95	0.86 0.96	0.87 0.97

a) coeficientes C para tormentas de recurrencia de hasta 25 años
b)coeficientes C para tormentas de recurrencias mayores de 25 años

Tabla 7.26 Valores de C

Descripción del área	**Rango de C**	**Valor recomendado**
Centro comercial	0.70-0.95	0.85
Periférico	0.50-0.70	0.60
Residencial		
Casas individuales	0.30-0.50	0.40
Deptos. con espacios	0.40-0.60	0.50
Deptos. Pegados	0.60-0.75	0.70
Suburbano	0.25-0.40	0.35
Departamentos	0.50-0.70	0.60
Industrial		
Poco densa	0.50-0.80	0.65
Muy densa	0.60-0.90	0.75
Parques	0.10-0.25	0.20
Deportes	0.20-0.35	0.30
Baldíos	0.10-0.30	0.20
Carácter de la Superficie	Rango de C	Valor recomendado
Pavimento-Asfalto	0.70-0.95	0.85
Empedrado	0.75-0.85	0.80
Techos	0.75-0.95	0.85
Parques suelo arenoso		
0% - 2%	0.05-0.10	0.08
2% - 7%	0.10-0.15	0.13
Mayor 7%	0.15-0.20	0.18
Parques suelo pesado		
0% - 2%	0.13-0.17	0.15
2% - 7%	0.18-0.22	0.20
Mayor 7%	0.25-0.35	0.30

Ejemplo 7.5

Calcular el caudal de diseño de una alcantarilla en un camino rural de San Luis (Argentina) que aporta agua de una cuenca de 25 km^2. El área de la cuenca tiene una cobertura vegetal de pastos, una pendiente del 1.9% y un suelo tipo B. Su tiempo de concentración, T_C es de 60 minutos. El período de recurrencia de diseño seleccionado es de 25 años.

Tabla 7.27 Tormenta de Proyecto para San Luis para T_R = 25 años

Duración (minutos)	*Lámina Total (mm)*
30	*47.4*
60	*60.3*
90	*67.8*
120	*73.2*
150	*77.3*
180	*80.7*

Solución:
Entrando en la Tabla 7.25 con una suelo tipo B y una cobertura de pastos, y pendiente del 1.9% se y T_R = 25 años fila superior, se obtiene un coeficiente escorrentía de

$$C = 0.18 \qquad (7.79a)$$

Para un período de retorno, T_R, de 25 años, y una duración de 60.minutos en la tabla 7.27 la lámina total de la lluvia es de 60.3 mm en 60 minutos. Se considera una intensidad de:

$$I = 60\left[\frac{mm}{hora}\right] \qquad (7.79b)$$

Conviertiendo las unidades del área de la cuenca a hectáreas, se tiene

$$A = 2500[ha] \qquad (7.79c)$$

Finalmente, sustituyendo valores en la ecuación 7.79, el caudal es:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360} = \frac{(0.18)\cdot(60)\cdot(2500)}{360} = 75\left[\frac{m^3}{s}\right] \qquad (7.79d)$$

La intensidad de la lluvia se puede seleccionar en base a estudios o referencias locales y en caso de contar con curvas de IDF (como ilustra la Figura 7.28) para la región, se debe seleccionar para un determinado tiempo de retorno la intensidad que corresponda a una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración de la cuenca. Así, si el tiempo de concentración de la cuenca es de 1 hora,. se hace tiempo de concentración igual a la duración de la precipitación, luego para un período de retorno, T_R, de 5 años se tendrá una intensidad, I, de 30 mm/hora. Esto surge de considerar que la descarga mayor en una cuenca para una determinada intensidad de lluvia, se produce cuando la duración de la precipitación es igual al tiempo de concentración de la cuenca A tiempos menores las descargas son menores, a tiempos mayores la descarga se mantiene en el valor máximo instantáneo; lo que aumenta es el volumen escurrido, como ilustra la Figura 7.28.

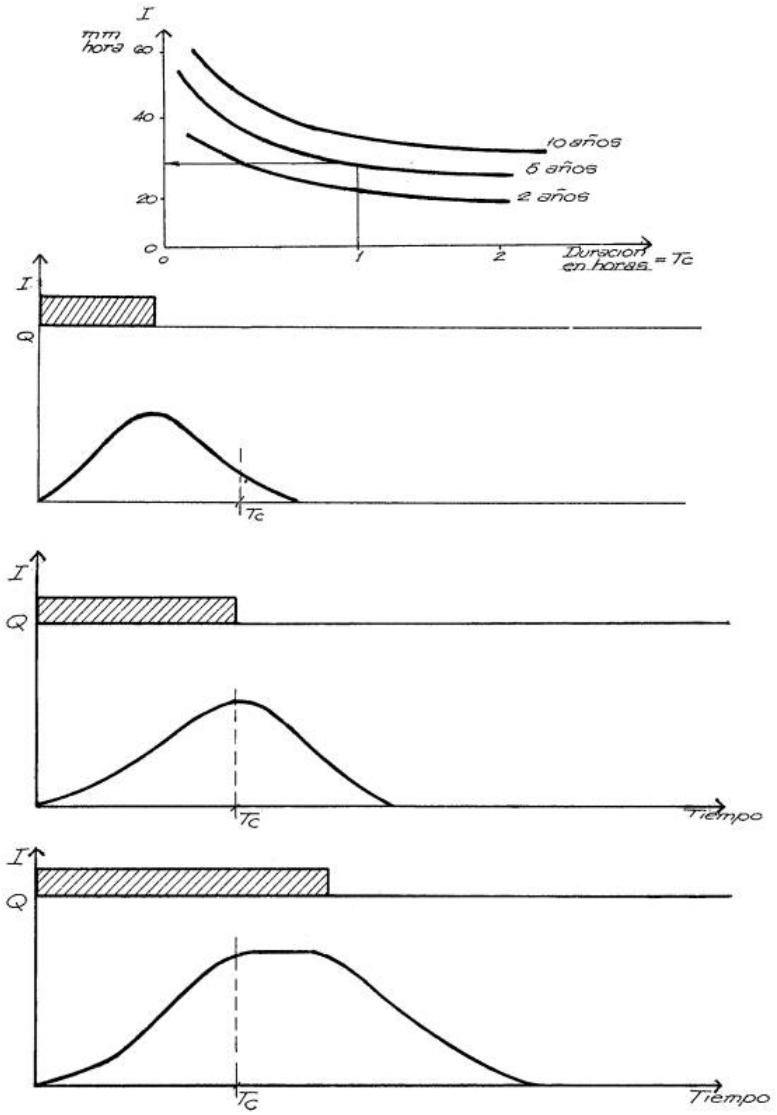


Figura 7.28 Relaciones entre el tiempo de concentración (T_C), la duración (D), Tiempo y el caudal (Q)

7.12 ESTUDIOS REGIONALES PARA CÁLCULOS DE CAUDALES MÁXIMOS

Los estudios regionales generalmente incluyen análisis de regresión de cuencas con aforos dentro de una región. A través de estos estudios se pueden obtener ecuaciones generalizadas para caudales de pico de diferentes frecuencias. Realizado esto, las ecuaciones resultantes se pueden usar en cuencas sin datos de aforo ubicadas en áreas con semejanza hidrológica. En el caso de caudales de pico los estudios incluyen:

- Seleccionar los componentes de interés en cuencas con datos de aforo tales como: descarga pico y descarga media.
- Selección características de las cuencas con datos de aforo: área, pendiente, etc.

- Derivar ecuaciones de caudales máximos mediante ecuaciones de regresión (simple o múltiple)
- Mapear la región hidrológica y meteorológicamente homogénea, donde sea posible aplicar las ecuaciones que se obtengan de la cuenca con datos. Los estudios hidrológicos regionales pueden realizarse actualmente con mayor celeridad basado en el uso de cartografía adecuada, fotografía aérea, imágenes de satélite y técnicas de computación y modelación matemática que permiten visualizar y analizar regiones extensas, generalizando sus resultados en forma de facilitar la estimación de valores de caudales máximos y volúmenes de crecientes en el diseño de desagües o estructuras de control en caminos y vías férreas, en cuencas sin datos.

En general es conveniente hacer primero un estudio del área sobre mapas y análisis de datos disponibles. Esto da un conocimiento previo que ayuda a concentrar en áreas críticas la campaña de reconocimiento. Así mismo, tener más clara la información a recolectar en diarios y organismos específicos.

Es importante recordar que las marcas de agua y la estimación de caudales son normalmente los únicos datos para calibrar modelos de lluvia/caudal.

Resulta obvio que lo más frecuente en cuencas con escasa información, es trabajar con datos de lluvia, ya sean locales o generados con transposición de tormentas o de curvas IDF. Ahora bien, generada la PMP una pregunta es: ¿Es la PMP equivalente a la creciente de proyecto de igual período de retorno?. En términos estrictamente teóricos no es igual.

Desde el punto de vista práctico no hay otra alternativa en los casos mencionados que asignar igual frecuencia o mejor aún diseñar la "Creciente de Proyecto" (CP) que corresponde a la precipitación de determinada frecuencia o a la Precipitación Máxima Probable (PMP). Ahora bien, si se considera a la CP como la máxima "razonablemente posible", para una determinada recurrencia, un análisis del régimen de la cuenca dará una idea de como alcanzar esta meta. En cuencas exclusivamente de régimen pluvial, la teoría anteriomente descrita es válida, mientras que en cuencas de régimen pluvionival, se deberá agregar a la creciente pluvial lo que es producto de la fusión nival, teniendo presente la probabilidad de endicamiento por aludes (si es que estos son frecuentes) y por lo tanto, las ondas de crecientes (no meteorológicas) que se puedan producir al fallar estos "diques naturales" (Capítulo 10).

La estimación de escurrimientos medios anuales y mensuales en cuencas sin datos de aforo, no es muy frecuente en torrentes intermitentes por la escasa seguridad de tener escurrimientos apreciables como para prever un aprovechamiento de sus aguas. Además en torrentes carentes de flujo base este cálculo no resulta posible. Por el contrario, es frecuente tener ríos o arroyos torrenciales que poseen un caudal base permanente, donde su aprovechamiento es posible y hasta deseable. La metodología a seguir en estos casos es la siguiente:

- Análisis del régimen de lluvia en la cuenca a estudiar y en cuencas vecinas con registros de lluvias medias mensuales y caudales.
- Mapas base de la cuenca y las cuencas vecinas.
- Determinación de parámetros geomorfológicos (Capítulo 6)
- Realizar correlaciones múltiples en las cuencas con datos de escurrimiento entre: parámetros geomorfológicos y escurrimientos anuales, idem para escurrimientos mensuales (doce ecuaciones).
- Aplicar las ecuaciones obtenidas a las cuencas sin datos.

Nota: En ambos casos las correlaciones múltiples porporcionarán el nivel de significancia de los distintos parámetros y permitirán excluir aquellos parámetros que no explican o explican muy poco la correlación (Capitulo 5).

Tabla 7.28 Metodología a seguir para el cálculo de la escorrentía directa

Datos disponibles	**Características del problema**			
	Diseño de alcantarillas y sifones	**Hidrogramas de Áreas Urbanas**	**Hidrogramas en cuencas pequeñas (cultivadas o nó)**	**Hidrogramas en cuencas grandes**
Precipitación y escorrentía	Análisis de las precipitaciones. Curvas IDF y Método Racional. Análisis de frecuencia de caudales	Análisis puntual de las precipitaciones. H. Unitario	Análisis de las precipitaciones. H. Unitario traslado de ondas (si es necesario)	División en subcuencas. Idem al de cuencas pequeñas
Escorrentía	Análisis de frecuencia de caudales	Análisis de frecuencia de caudales y gráfico de distribución	Análisis de frecuencia de caudales. Gráficos de distribución. Traslado de Ondas.	División en subcuencas. Idem al de cuencas pequeñas.
Precipitación	Análisis de las precipitaciones. Método Racional.	Análisis de las precipitaciones. H. Sintéticos	Análisis de las precipitaciones. H. Sintéticos. Modelos lluvia/caudal.	División de subcuencas. Idem al de cuencas pequeñas.
No hay datos	Referencias de precipitaciones. Comparación con zonas cercanas. Método Racional.	Referencias de precipitaciones. Comparación con zonas cercanas. H. Sintéticos	Referencias de precipitaciones. Comparación con zonas cercanas. Traslado de tormentas. H. Sintéticos. Modelos de lluvia (caudal)	División en subcuencas. Idem al de cuencas pequeñas.

En ríos con registros de caudales, es posible usar un método empírico, simple denominado grafico de distribución (Bernard,M.M., 1935) que en función de varios hidrogramas registrados y de un estudio de frecuencia de caudales máximos.Se maximiza el valor de caudal y el volumen en un hidrograma de proyecto que es en cierta forma la envolvente de los hidrogramas registrados.
En realidad la caracteristica del hidrograma se da como un porcentaje de la escorrentía total ocurrida en sucesivos incrementos de tiempo.
El método no usa valores de lluvias, sino sólo caudales de crecientes máximas registradas, su fundamento teórico es débil y se lo desarrollará porque en casos de estudios de prefactibilidad sobre todo cuando el volumen de la creciente es mas importante que el caudal máximo(estudios de capacidad de embalses) puede brindar muy rápidamente una estimación del rango de valores con los que se puede trabajar.

La metodología es la siguiente:

- Se seleccionan las 3 ó 4 crecientes máximas.
- Se separa en todas ellas el flujo base.
- Se calcula en cada una el volumen total de escorrentía directa.
- Se construye para cada crecida el gráfico porcentual de distribución que expresa para cada intervalo de tiempo (Dt), el porcentaje del volumen escurrido con relación al volumen total.

- Se selecciona de todas, aquella en que el porcentaje del volumen del pico sea el menor con respecto al volumen total.

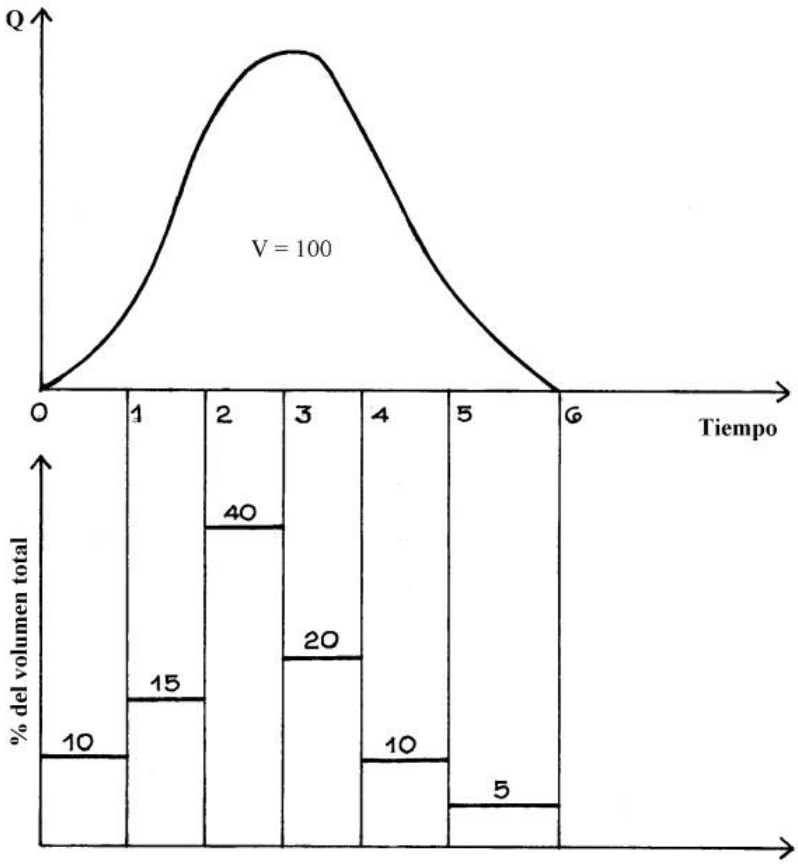


Figura 7.29 Concepto del gráfico de distribución

Con esa distribución porcentual de volúmenes se reconstruye el hidrograma de proyecto en base a un caudal de pico que se hace igual al caudal de tiempo de retorno obtenido del análisis estadístico de frecuencia de caudales. Obteniendo los demás caudales en forma porcentual con el hidrograma seleccionado

8
Modelos de Tránsito de Ondas en Ríos

El proceso de tránsito de ondas o hidrogramas de crecientes en ríos (“Streamflow routing”) es parte importante de la hidrológía y del diseño hidrológico. Diferentes métodos son usados para predecir la variación espacial y temporal de un hidrograma de creciente cuando este se propaga o transita por el tramo de un río considerado como un volumen de control.
El efecto de embalse (“storage”) en el tramo del río considerado y la resistencia al movimiento del agua, se reflejan en los cambios producidos en la forma del hidrograma, cuando este se mueve desde aguas arriba hacia aguas abajo. En la Figura 8.1 se ilustran estos conceptos.

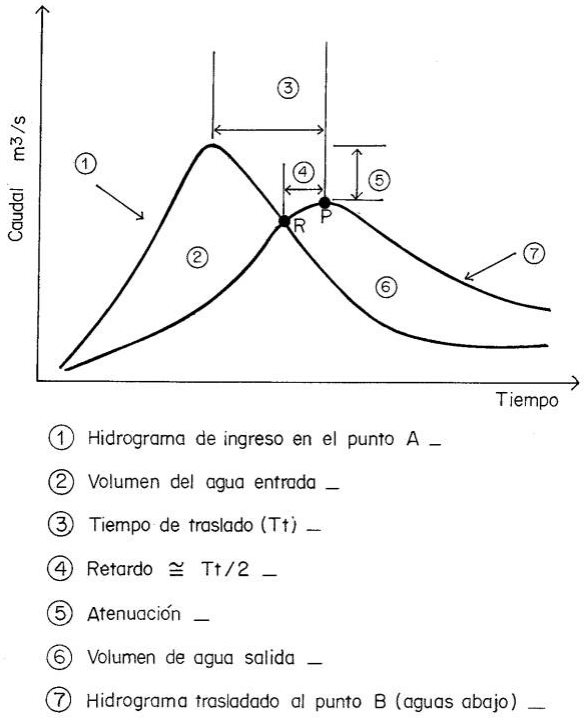


Figura 8.1 Efectos del traslado de un hidrograma en un tramo AB de río

Los métodos empleados para este cálculo se clasifican en dos categorías fundamentales: los hidrológicos y los hidráulicos.
Los hidrológicos, hacen uso de la ecuación de continuidad y desarrollan relaciones entre el volumen embalsado en el tramo o volumen de control considerado y la descarga a la salida del mismo. El flujo se calcula como una función del tiempo únicamente en un determinado lugar. Estos métodos, de simple utilización, se usan normalmente integrados a modelos de lluvia – caudal (HEC-1, ARHymo, HEC-HMS). Su exactitud es aceptable si no existen condiciones como remansos que invalidan su uso.
Los hidráulicos o hidrodinámicos, hacen uso de las ecuaciones diferenciales parciales de flujo no permanente en canales (ecuaciones de Saint Venant), en sus formas completas o simplificadas. El flujo se calcula como una función del tiempo y del espacio a través del sistema (Chow et al, 1994). Los modelos hidráulicos, sobre todo los que consideran la solución completa de las ecuaciones de Saint-Venant, tienen la capacidad de simular un amplio espectro

de condiciones de flujo y diversas características del río. En general, son más conceptuales desde el punto de vista hidráulico y tienen un sólo parámetro (rugosidad) para estimar y eventualmente calibrar.

La técnica de tránsito de ondas tiene amplio uso en hidrología para diseños hidrológicos, estudios de cuencas y para pronósticos en tiempo real del avance de una creciente entre dos puntos de un río. En este capítulo se describen ambas técnicas para el cálculo del traslado o tránsito de una creciente en el tramo de un río.

8.1 METODOS HIDROLÓGICOS

La forma simple de la ecuación de continuidad es:

$$\frac{ds}{dt} = \bar{I} - \overline{Q} \tag{8.1}$$

Donde: $\bar{I}$ es el promedio del flujo de entrada al tramo del río durante el intervalo de tiempo, *dt*, $\overline{Q}$ es el promedio del flujo de salida del tramo durante *dt* y *ds* es el volumen almacenado en el tramo.

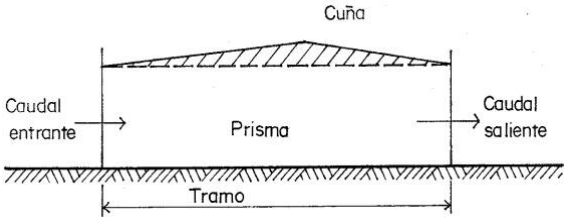


Figura 8.2 Almacenamiento en el tramo de un río

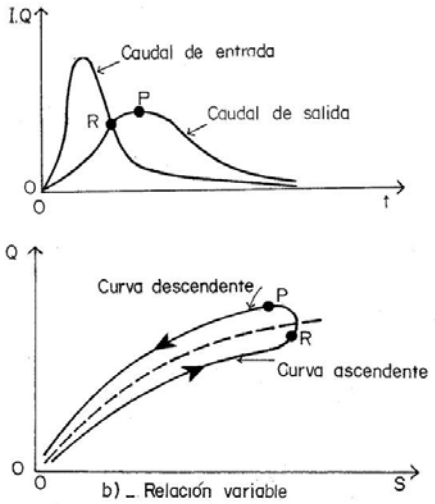


Figura 8.3 Relación variable de almacenamiento (S), caudal (Q)

El volumen que en un instante de tiempo se almacena en el tramo de un río, durante el paso de una onda se puede dividir en dos partes, almacenamiento de prisma y de cuña (Figura 8.2). Este

es un concepto simple, si se supone que durante el paso de una onda de creciente, la superficie libre del agua no es paralela al fondo del canal. La ecuación 8.1 se puede expresar en forma de diferencias finitas como:

$$(S_2 - S_1) = \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \cdot Dt - \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \cdot Dt \qquad (8.2)$$

Donde: I_1 es el caudal medio de ingreso al volumen de control en el tiempo 1.
I_2 es el caudal medio de ingreso al volumen de control en el tiempo 2.
S_1 es el almacenamiento en el tiempo 1.
S_2 es el almacenamiento en el tiempo 2.
Q_1 es el caudal medio de salida del volumen de control en el tiempo 1.
Q_2 es el caudal medio de salida del volumen de control en el tiempo 2

Los subíndices 1 y 2, corresponden a los valores al inicio y al final del tiempo *Dt*, respectivamente. El tiempo *Dt* o período de tránsito, debe ser lo suficientemente corto, de tal forma que lo supuesto en la ecuación 8.2, no se aparte sensiblemente de la realidad. En particular si *Dt*, es muy largo, es posible perder el valor del pico del caudal de entrada.
Otro concepto importante y de connotaciones prácticas, se expresa en la Figura 8.3, donde la relación variable de almacenamiento – caudal de salida en el tramo hace que la resultante de esta no sea un valor único, sino variable. Consecuentemente, la curva de aforo no es única, como se considera en ríos donde la superficie libre es paralela al fondo del río, sino un ciclo repetitivo ("loop"), de modo que para una misma altura de la superficie del agua (h_1) se repiten dos valores diferentes de caudal (Q_1 o Q_2).
Durante el paso de la onda de la creciente, el almacenamiento y la pendiente de la superficie del agua en un tramo para un determinado flujo, es mayor en las etapas de incremento del caudal (curva ascendente) que en las etapas de decrecimiento del caudal (curva descendente) lo que se traduce en dos mediciones diferentes para igual valor de h (Figura 8.3). Si la onda desaparece y el movimiento es permanente la relación h/Q es la línea de puntos donde el caudal no varía durante el tiempo de la medición.

Método de Muskingum

Este método involucra el concepto de almacenamiento de prisma y de cuña (Figura 8.2). Fue desarrollado por McCarthy, (1938) para determinar la relación que manifiesta el río Muskingum en Ohio (USA), con el paso de una onda de creciente. El almacenamiento de prisma es esencialmente el correspondiente al de la superficie del agua en flujo permanente y el de cuña es el almacenamiento adicional referente al verdadero perfil de la superficie del agua durante la creciente.

El método considera que durante las etapas del frente de onda que asciende, el almacenamiento de cuña es positivo y se suma al de prisma; en cambio en las etapas de la onda en descenso, el almacenamiento de cuña se sustrae al de prisma.

El almacenamiento de prisma se computa como el flujo de salida, Q, multiplicado por el tiempo de traslado de la onda de crecida a través del tramo del río, K. El de cuña se computa como la diferencia entre flujo de entrada y salida (I-Q), multiplicado por *K* y un factor adimensional de ponderación, *X*, relativo a la importancia del flujo de entrada y de salida en el almacenamiento, S, dentro del tramo. Por lo tanto, el método de Muskingum define el almacenamiento en el tramo, S, como una función lineal de los almacenamientos ponderados de prisma más el de cuña, así:

$$S = KQ + KX \cdot (I - Q)$$

$$S = KQ + KXI - KXQ \tag{8.3}$$

Operando algebraicamente, se tiene la ecuación del método de Muskingum:

$$S = K \cdot [XI + Q \cdot (1 - X)] \tag{8.4}$$

El valor de X determina el grado de atenuación de la onda al pasar por el tramo del río; depende de la forma del almacenamiento de cuña y varía entre:

$$0 \le X \le 0.5$$

Así, si X = 0; S = KQ, se produce la máxima atenuación, lo que indica que el embalse es función sólo de la salida. Si X = 0.5, tanto el ingreso (I) como la salida (Q) tienen el mismo peso y por este motivo, la onda transita sin atenuación. Despejando el término $\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right)$ de la ecuación (8.2), se obtiene:

$$\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) = \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) - \left(\frac{S_2 - S_1}{Dt}\right) \tag{8.5}$$

Combinando las ecuaciones 8.5 y 8.4 y resolviendo para Q_2 se obtiene la ecuación de trabajo del método:

$$Q_2 = C_1 I_2 + C_2 I_1 + C_3 Q_1 \tag{8.6}$$

Los subíndices 1 y 2 en la ecuación (8.6), se refieren a los valores de los caudales I y Q al inicio y al final del intervalo Dt. Los coeficientes C_1, C_2 y C_3 se definen como:

$$C_1 = -\frac{K \cdot X - 0.5Dt}{K - K \cdot X + 0.5 \cdot Dt} \tag{8.7}$$

$$C_2 = \frac{K \cdot X + 0.5 \cdot Dt}{K - K \cdot X + 0.5 \cdot Dt} \tag{8.8}$$

$$C_3 = \frac{K - K \cdot X - 0.5 \cdot Dt}{K - K \cdot X + 0.5 \cdot Dt} \tag{8.9}$$

Se debe cumplir que

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1 \tag{8.10}$$

El valor del tiempo de traslado, K, se puede estimar como: a) el intervalo entre puntos similares en los hidrogramas de entrada y salida; (b) el intervalo de tiempo medido entre los centroides de las áreas de los dos hidrogramas; (c) el tiempo entre los picos de los hidrogramas. K, se expresa en la misma unidad de tiempo que Dt (días, horas o minutos). Estimado K, el valor de X se estima por ensayo y error: se asume un valor de X, se calcula el hidrograma de salida y se compara con el medido hasta obtener un resultado aceptable y, si es necesario después se

reajusta K (ejemplo 8.1). Con el uso de modelos de tránsito de ondas o crecientes (modelo HEC-1 ó HMS) se pueden calcular K y X por optimización.
La velocidad de una onda de creciente, V_w, es mayor que la velocidad media del río en una sección para cierta descarga normal. Esta V_w se puede estimar usando el método de la ley de Seddon que establece que exixtiendo la curva h/Q para una determinada sección transversal, representativa del tramo, la pendiente de esta curva es igual a dQ/dh y V_w es:

$$V_w = \frac{1}{B}\left(\frac{dQ}{dh}\right) \tag{8.11}$$

$$K = \frac{L}{V_w} \tag{8.12}$$

Donde: V_w es la velocidad de la onda de creciente en m/s.
B es el ancho de la superficie libre del agua, en m.
L es la longitud del tramo en metros.
dQ/dh es la pendiente de la curva cota/descarga.

Otra forma de estimar la velocidad de la onda de creciente, es calcular la velocidad media en una sección con la ecuación de Manning, V, y aplicar una de las relaciones empíricas de la Tabla 8.1 que se ha encontrado entre ambas velocidades.

Tabla 8.1 Relaciones entre velocidad de la onda de creciente, V_w, y la velocidad media de Manning, V.

Forma del canal	**V_w/V**
Rectangular, ancho	1.67
Parabólico, ancho	1.44
Triangular	1.33

En canales naturales se aconseja una relación de 1.5. La estimación de X en ríos sin aforos puede ser muy difícil , teniendo presente que en ríos de pendientes suaves y planicies inundables X tiende a cero y por el contrario, en ríos de mayor pendiente y cauces muy definidos sin planicies inundables X tiende a 0.5, Cunge (1969) define X, como:

$$X = \frac{1}{2}\left(1 - \left(\frac{Q_o}{B \cdot S_o \cdot V_w \cdot dx}\right)\right) \tag{8.13}$$

Donde: Q_o es el caudal de referencia.
V_w es la velocidad de la onda de la creciente.
S_o es la pendiente de energía o pendiente del fondo del río.
B es el ancho superficial del área hidráulica para el caudal, Q_o.
dx es la longitud de tramo.

La determinación del caudal de referencia (Q_0) no es inmediata ni unívoca; la experiencia práctica ha establecido que se puede tomar un caudal medio entre el flujo base (para la época de la creciente) y el caudal pico de la crecida a transitar.

Otro concepto a tener en cuenta, es el número de subtramos en que se divide el tramo, lo cual asume mayor importancia en el uso de modelos matemáticos de tránsito:

$$\text{Número de subtramos} = \frac{K}{Dt}$$

Para evitar valores negativos de X e inestabilidades se debe cumplir que:

$$2K \cdot X < Dt \leq K$$

El valor de K se puede también estimar gráficamente, como la pendiente de la curva de almacenamiento/descarga ponderada para un valor de X (estimado por ensayo y error) de modo tal que esta curva se aproxime a una línea simple (Figura 8.4).

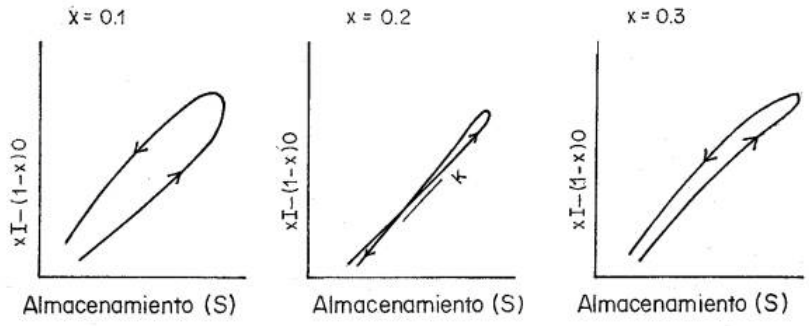


Figura 8.4 Flujo ponderado vs almacenamiento

El valor del almacenamiento en el tramo del canal, según el concepto expresado en la Figura 8.2 será:

$$S = \frac{b}{a} \cdot \left[X \cdot I^{(m/n)} + (1 - X) \cdot Q^{(m/n)} \right] \qquad (8.14)$$

Donde: S es el almacenamiento.

a y *n* son los parámetros de la ecuación de la descarga $Q = a\, h^n$

b y *m* son los parámetros de la relación de almacenamiento $S = b\, h^m$

Para Muskingum $\frac{m}{n} = 1$, y si se supone que $K = \frac{b}{a}$; reemplazando estos valores en la ecuación 8.14, se obtiene la siguiente expresión:

$$S = K \cdot \left[X \cdot I + (1 - X) \cdot Q \right] \qquad (8.15)$$

Operando algebraicamente se asume la siguiente expresión:

$$S = K \cdot Q + K \cdot X \cdot (I - Q) \qquad (8.16)$$

Donde: $K \cdot Q$ es el embalse de prisma.

$K \cdot X \cdot (I-Q)$ es el embalse de cuña.

De la ecuación 8.15, haciendo abstracción de X, es posible calcular la dimensión de K:

$$K = \frac{S}{Q} = \frac{m^3}{m^{3.}/s} = s \quad \text{(K tiene la dimensión de Tiempo)}$$

(8.16a)

Ejemplo 8.1

Calcular el factor de ponderación, X, y el tiempo de traslado o tránsito de la creciente, K, conociendo, para una misma creciente, los hidrogramas de entrada y de salida en el tramo del río.

Tabla 8.2 Cálculo de X (Wilson, 1983). Dt = 6 horas

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Hora	I m^3/s	Q m^3/s	I-Q m^3/s	Almac. medio	Almac. Acumul.	X = 0.2			X = 0.25			X = 0.3		
						0.2I	0.8O	Total	0.25I	0.75 O	Total	0.3I	0.7O	Total
0	22	22	0	0	0	4	17	21	5	16	21	7	15	22
6	23	21	2	1	1	5	17	22	6	16	22	7	15	22
12	35	21	14	8	9	7	17	24	9	16	25	10	15	25
18	71	26	45	29	38	14	21	35	18	19	37	21	18	39
24	103	34	69	57	95	20	27	47	26	25	51	31	24	55
30	111	44	67	68	163	22	35	57	28	33	61	33	31	64
36	109	55	54	60	223	22	44	66	27	41	68	33	38	68
42	100	66	34	44	267	20	53	73	25	49	74	30	46	76
48	86	75	11	22	289	17	60	77	21	56	77	26	52	78
54	71	82	-11	0	289	14	66	80	18	61	79	21	57	78
60	59	85	-26	-18	271	12	68	80	15	64	79	18	59	77
66	47	84	-37	-31	240	9	67	76	12	63	75	14	59	73
72	39	80	-41	-39	201	8	64	72	10	60	70	11	56	67
78	32	73	-41	-41	160	6	58	64	8	55	63	10	51	61
84	28	64	-36	-38	122	6	51	57	7	48	55	8	45	53
90	24	54	-30	-33	89	5	43	48	6	40	46	7	38	45
96	22	44	-22	-26	63	4	35	39	5	33	38	7	31	38
102	21	36	-15	-18	45	4	29	33	5	27	32	6	25	31
108	20	30	-10	-12	33	4	24	28	5	22	27	6	21	27
114	19	25	-6	-8	25	4	20	24	5	19	24	6	17	23
120	19	22	-3	-4	21	4	18	22	5	16	21	6	15	21
126	18	19	-1	-2	19	4	15	19	4	14	18	5	13	18

Las columnas 1, 2 y 3 son los hidrogramas medidos simultáneamente en cada hora a la entrada y a la salida del tramo. La columna 4 es la diferencia entre el caudal de entrada y la salida del tramo (I-Q). La columna 5, se obtiene como promedio de dos valores sucesivos de la columna 4, así:

(45 + 69)÷2 = 57

(69 + 67)÷2 = 68 y así sucesivamente.

Nótese que a partir de t= 54 horas los valores de (I-Q) se hacen negativos dado que los caudales de salida (Q) superan a los del hidrograma de ingreso (I), (F igura 8.1). La columna 6 es el almacenamiento acumulado que se obtiene sumando a cada valor de la columna 6 el siguiente de la 5, así:

1 + 8 = 9

9 + 29 = 38

38 + 57 = 95

Suponiendo distintos valores de X, se calcula el valor entre corchetes de la ecuación 8.15, así para X = 0.2, se tiene 0.2I = 0.2 (22) = 4.4 redondeado a 4;
0.8Q = 0.8 (22) = 17.6 redondeado a 17.
Graficando los valores de la columna 6 con los de las columnas 9, 12 y 15 se obtiene un gráfico (Figura 8.5), con ejes invertidos respecto a la Figura 8.4.
El valor que más se acerca a una curva simple es la de X = 0.25; con este valor se calcula el tiempo de traslado de la onda, K. La pendiente de la curva en su parte más recta corresponde a los caudales entre 280 y 40 m^3/s y las abscisa entre 80 y 40; es decir, para calcular el valor de la ordenada en $m^3/s/día$ y Dt = 6 horas es: (280 – 40 = 240)

$$\frac{240x6}{24} = 60\left[m^3 / s / día\right]$$

y 80 – 40 = 40 *La pendiente es:* $K = \frac{60}{40} = 1.5\ [días]$

Para este tramo de río y para X = 0.25 es:

$$K = 1.5\ [días] = 36\ [horas]$$

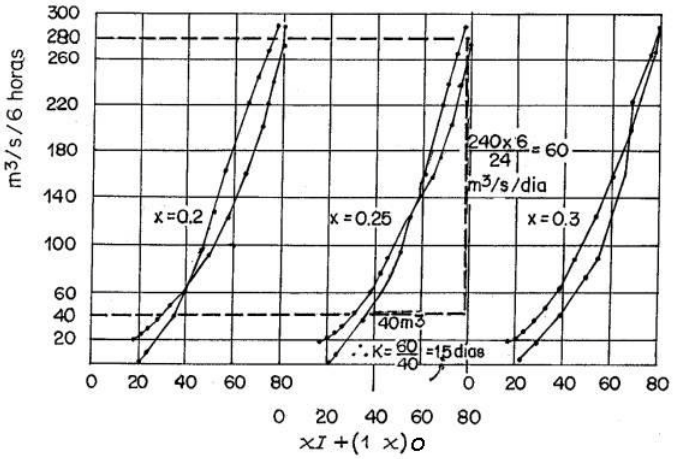


Figura 8.5 Calculo de K para diferentes valores de X (caudal medio cada 6 horas)

Ejemplo 8.2

Con los valores de X y K, calculados en el ejemplo 8.1, transitar un hidrograma medido (columna 2 de la Tabla 8.3) para un Dt de 12 horas.

Tabla 8.3 Tránsito de creciente; método de Muskingum

i	*1*	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
	Dt	*I m^3/s*	*-0.0909 I_2*	*0.4545 I_1*	*0.6364 Q_1*	*Q_2 m^3/s*
1	*12*	*100*				**100*
2	*24*	*200*	*-18.18*	*45.45*	*63.64*	*90.91*
3	*36*	*250*	*-22.72*	*90.90*	*57.84*	*126.02*
4	*48*	*300*	*-27.27*	*113.62*	*80.20*	*166.55*
5	*60*	*200*	*-18.18*	*136.35*	*105.99*	*224.16*
6	*72*	*100*	*- 9.09*	*90.90*	*142.65*	*224.46*
7	*84*	*50*	*- 4.54*	*45.45*	*142.84*	*183.75*
8	*96*	*50*	*- 4.54*	*22.72*	*116.93*	*135.12*
9	*108*	*48*	*- 4.36*	*22.72*	*86.00*	*104.35*

Los valores con el subíndice 1 corresponden al intervalo precedente y con el 2 al tiempo sucesivo En la tabla 8.3 los valores de I se conocen, son los medidos en la sección de entrada al tramo El primer valor de salida, Q_2, no se conoce y se puede asumir igual a I_1, lo cual, es una buena aproximación si se considera que antes de la creciente el río está en movimiento permanente. Luego, al avanzar el cálculo los valores I_2 y Q_2 pasan a ser I_1 y Q_1. Calculando los coeficientes C_1, C_2 y C_3, usando las ecuaciones de la 8.7, 8.8 y 8.9, se tiene para la tabla 8.3

$$C_1 = -\frac{(36)(0.25)-(0.5)(12)}{36-(36)(0.25)+(0.5)(12)} = -0.0909 \qquad \text{en columna 3}$$

$$C_2 = \frac{(36)(0.25)+(0.5)(12)}{36-(36)(0.25)+(0.5)(12)} = 0.4545 \qquad \text{en columna 4}$$

$$C_3 = \frac{(36)-(36)(0.25)-(0.5)(12)}{(36)-(36)(0.25)+(0.5)(12)} = 0.6364 \qquad \text{en columna 5}$$

$$\text{y se verifica que: } C_1 + C_2 + C_3 = 1$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 0.6364 + 0.4545 - 0.0909 = 1$$

Para t_1; $Q_1 = I_1 = 100$ (se asume movimiento permanente). Para t_2; de la ecuación 8.6 se tiene:

$$Q_2 = C_1.I_2 + C_2.I_1 + C_3.Q_1$$

$$\text{Por ejemplo: } Q_2 = (-.0909)\cdot(200) + (0.4545)\cdot(100) + (0.6364)\cdot(100)$$

$$Q_2 = -18.18 + 45.45 + 63.64 = 90.91$$

Se continúa en igual forma como se indica en la tabla 8.3, la columna 6 es el hidrograma transitado de la columna 2.

Método de Muskingum-Cunge

Es un método más flexible y menos empírico que el de Muskingum.(ASCE, 1997) Es una técnica de coeficientes no lineales que tiene en cuenta la difusión y amortiguación del hidrograma basado en propiedades físicas del canal y el hidrograma de entrada al tramo. Específicamente usa, la longitud del tramo, L, la pendiente de fondo, S_o, la celeridad de la onda

cinemática y una descarga unitaria característica, q. La celeridad de la onda cinemática se define como se expresó en la ecuación 8.11 o se supone igual a:

$$V_w = p \cdot V \tag{8.17}$$

Donde V, es la velocidad media en la sección, determinada a través de la ecuación de Manning, p es el exponente de la curva de descarga – área ,de la sección transversal dada por:

$$q = f \cdot A^P \tag{8.18}$$

Donde q es el caudal; A es el área hidráulica y f y p constantes determinadas para el ajuste de la curva descarga/área. De la ecuación de Manning se obtiene para p un valor de 5/3. Los valores de K y X se calculan como se ha indicado con las ecuaciones 8.12 y 8.13.

La ventaja de este método sobre otras técnicas hidrológicas es que sus parámetros tienen más fundamento físico y la solución es independiente del intervalo de computación especificado por el usuario. La mayor limitación del método es que no se puede tener en cuenta los efectos de una curva de remanso.

Para desarrollar la ecuación del método se parte de la ecuación de continuidad y de la ecuación de momento en su forma de onda difusiva.

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = q \cdot l \tag{8.19}$$

$$S_f = S_O - \frac{dy}{dx} \tag{8.20}$$

Combinando 8.19 y 8.20, se obtiene la ecuación de Miller y Cunge básica del método (HEC-1, 1998):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) = \mu \cdot \left(\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \right) + c \cdot q_L \tag{8.21}$$

Donde: Q es el caudal, en m^3/s.

A es la área hidráulica, en m^2.

t es el tiempo, en s.

x es la distancia a lo largo del canal, en m

y es la profundidad del agua en el canal, en m

S_f es la pendiente de fricción.

S_O es la pendiente de fondo.

q_L es el flujo lateral por unitad de longitud del canal, en $m^3/s/m$.

μ es la difusividad hidráulica, calculada mediante la expresión:

$$\mu = \frac{Q}{2 \cdot B \cdot S_O} \tag{8.21a}$$

B es el ancho superficial en metros

c = celeridad de la onda: $c = \left. \frac{dQ}{dA} \right|_x$ (8.21b)

La solución de la ecuación diferencial 8.21, se obtiene por el método de discretización del plano x-t (Figura 8.18). Los modelos HEC-1 y el HMS, utilizan este método de traslado de ondas en ríos, con la posibilidad de definir la sección transversal por 8 puntos (“Muskingum-Cunge 8 point”). El método usa una representación simple de la sección transversal definida por

8 puntos para cada tramo del río. El método no tiene en cuenta efectos de remanso y no debe usarse en estos casos.

Método de Puls Modificado

Es un método desarrollado fundamentalmente para embalses de superficie horizontal ("level pool routing") que se puede aplicar en el caso de ríos, pero con precauciones (Capítulo 9). Durante el paso de una onda de crecida por el tramo de un canal, la superficie del agua, a pelo libre, como se ha mencionado, no es paralela al fondo del canal. Para aplicar el método de Puls Modificado a un canal, el embalse en el tramo del río se aproxima a una serie de embalses en cascada (Figura 8.6).
Cada embalse se supone de superficie horizontal y por lo tanto, con una única relación almacenamiento/descarga. Esta representación es capaz de generar aproximadamente la característica curva en lazo con la relación Q/S del paso de una onda de creciente en un canal (Figura 8.4).

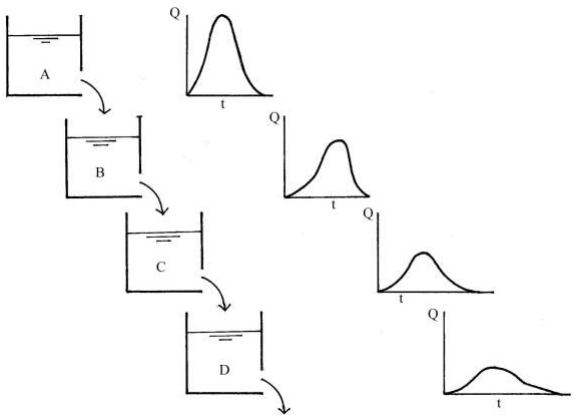


Figura 8.6 Representación del traslado de la onda en un canal en forma de embalses en cascada

La determinación de la relación almacenamiento/descarga en el tramo de un río es una parte crítica del método de Puls Modificado. Para esto se puede aplicar alguna de las siguientes opciones:

- Cómputo de perfiles de flujo permanente para diferentes descargas.
- Cálculo de la relación tirante normal/descarga.
- Observación de hidrogramas de ingreso y de salida, al tramo considerado.

Cada una de estas opciones involucra engorrosos cálculos manuales. El uso de modelos de tránsito de crecientes como las rutinas del HEC-1 o del HEC-HMS hacen que los cálculos manuales no sean necesarios.

Método "Working Research and Development" (W.R.D)

El método "Working Research and Development" es otra técnica de traslado en ríos basado en el procedimiento hidrológico de almacenamiento. El método también usado en HEC-1 y en HMS, tiene en cuenta la naturaleza no lineal del movimiento de una onda de creciente.

Este método desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, (ASCE, 1997) es una variación del Plus Modificado que tiene en cuenta el embalse en cuña (Figura 8.7), útil en situaciones donde el parámetro K (tiempo de traslado de Muskingum) es usado como variable y no como constante para obtener mejores resultados.

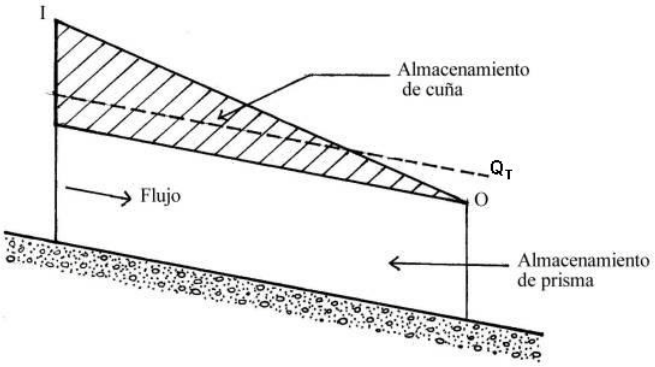


Figura 8.7 Concepto de "caudal de Trabajo", Q_T

Una relación almacenamiento/descarga no lineal sugiere el uso de un K variable. El método W.R.D se puede llamar como "Muskingum con K variable" o "Puls Modificado con almacenamiento de cuña"(con X igual a cero los resultados de Muskingum y P.M. son los mismos)

La base del procedimiento deriva del concepto de "Caudal de trabajo" (Working discharge) que es una descarga "hipotética" en flujo permanente dada en un almacenamiento en el canal igual al del paso de una onda de crecida. La Figura 8.7 ilustra este concepto, donde I es el flujo de ingreso, Q el de egreso y Q_T la "descarga de trabajo". El almacenamiento de cuña (WS) puede computarse de dos maneras:

- Como en el método de Muskingum con K y X (Chow 1964):

$$WS = KX \cdot (I - Q) \tag{8:22}$$

- Usando el concepto de "descarga de trabajo" Q_T:

$$WS = K \cdot (Q_T - Q) \tag{8.23}$$

Igualando las ecuaciones 8.22 y 8.23 y resolviendo para Q se obtiene

$$K \cdot (Q_T - Q) = K \cdot X \cdot (I - Q)$$

$$Q = Q_T - \left(\frac{X}{1-X}\right) \cdot (I - Q_T) \tag{8.24}$$

Por otro lado, despejando $\frac{S_2 - S_1}{Dt}$, de la ecuación 8.5 se obtiene:

$$\left(\frac{S_2 - S_1}{Dt}\right) = 0.5 \cdot (I_1 + I_2) - 0.5 \cdot (Q_1 + Q_2) \tag{8.25}$$

Sustituyendo (8.24) en (8.25), usando los subíndices apropiados (1 y 2) para indicar el principio y el fin del período y operando algebraicamente, se obtiene:

$$\left[S_2 \cdot (1 - X) + 0.5 \cdot Q_{T2} \cdot Dt\right] = 0.5 \cdot Dt \cdot (I_1 + I_2) + \left[S_1 \cdot (1 - X) - 0.5 \cdot Q_{T1} \cdot Dt\right] \quad (8.26)$$

Agrupando algunos de los términos de la ecuación 8.26 de la siguiente manera:

$$R = (S \cdot (1 - X) + 0.5 \cdot Q_{T2} \cdot Dt) \quad (8.27)$$

Denominando a R como “almacenamiento de trabajo”.

La ecuación 8.26 se puede escribir así:

$$R_2 = R_1 + 0.5 \cdot Dt \cdot (I_1 + I_2) - Q_{T1} \cdot Dt \quad (8.28)$$

Dividiendo la ecuación 8.28 por Dt, se obtiene la ecuación de trabajo del método:

$$\left(\frac{R_2}{Dt}\right) = \left(\frac{R_1}{Dt}\right) + 0.5 \cdot (I_1 + I_2) - Q_{T1} \quad (8.29)$$

La solución se indica en la rutina de tránsito de crecientes del modelo HEC-1 (1998). La solución manual se puede consultar en Chow (1964).

Método de Tirante Normal

Tirante normal asociado a flujo uniforme no existe en canales naturales, sin embargo, el concepto se puede usar para estimar la relación almacenamiento/profundidad de agua si resulta pertinente suponer condiciones de flujo uniforme. Para esto, en una sección transversal típica, se resuelve la ecuación de Manning para diferentes descargas, y estableciendo adecuados valores de “n”, se calcula la pendiente de fricción, la cual bajo condiciones de flujo uniforme se considera igual a la pendiente de fondo del canal. En zonas con efectos de remanso u otra condición de flujo variado, no es aconsejable aplicar este método. La Figura 8.8 ilustra el procedimiento.

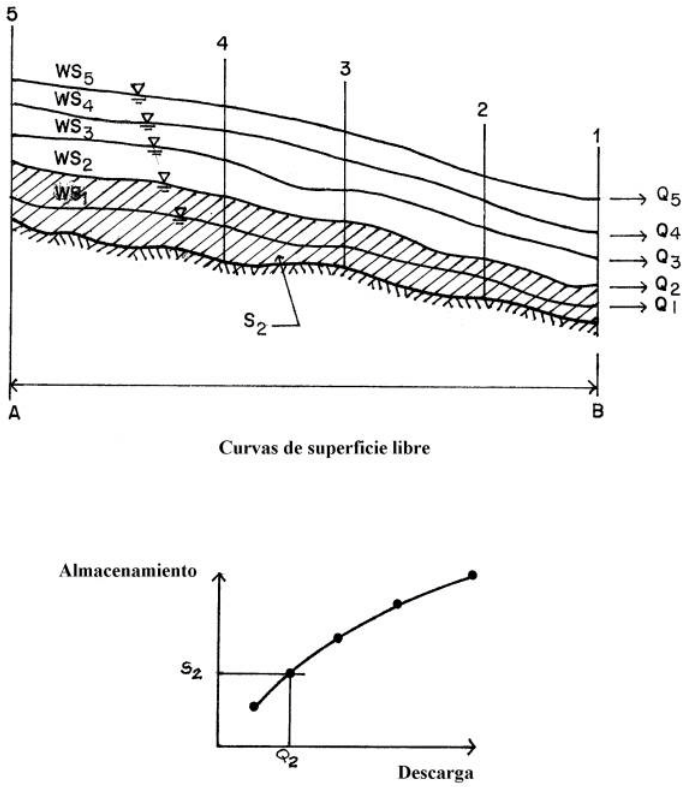


Figura 8.8 Cálculo de la relación almacenamiento – descarga por el método del tirante normal

Este es un cálculo que se usa para el tránsito de una onda de crecida en el tramo de un río mediante los métodos de Puls y de WRD. El detalle se explica en el modelo HEC-1 en el CD.

Método straddle/stagger (montar/escalonar)

Es un método de desplazamiento de hidrogramas en el tiempo. Los métodos que desplazan el caudal de ingreso a un tramo del río (en algunos casos dan resultados satisfactorios), generalmente, no se basan en relaciones matemáticas de movimiento o en las ecuaciones de continuidad.
En la práctica hidrológica se aplican fundamentalmente en ríos de llanura con escurrimientos lentos y en tramos largos. Existen varios métodos de este carácter, por ejemplo Tatum, desarrollados en distritos del U.S.Corps of Engineers (Chow, 1964).
Usualmente el período de traslado dt, se elige en forma tal que el hidrograma de ingreso, durante dt, sea una línea recta.

8.2 METODOS HIDRÁULICOS

Los métodos hidráulicos, se basan en la solución de las ecuaciones de Saint-Venant de conservación de masa y de cantidad de movimiento o versiones simplificadas de ellas. Si bien eran métodos conocidos, sólo la introducción de la computación digital, su avance en capacidad y velocidad, permitieron el uso de los métodos hidráulicos de tránsito de crecientes en ríos, en forma práctica dentro del diseño hidrológico profesional (Henderson, 1966).

En el entorno de los conceptos básicos, resulta importante ubicar estas ecuaciones en el marco del flujo en canales abiertos.

Tipos de flujo en canales abiertos

La Figura 8.9 muestra la sección longitudinal de un canal en el cual para cada sección transversal S_1, S_2, S_3, S_4, no hay variación del tirante, ni de la velocidad, ni del caudal, a través del tiempo.
($t = t_1 = t_2 ...$)

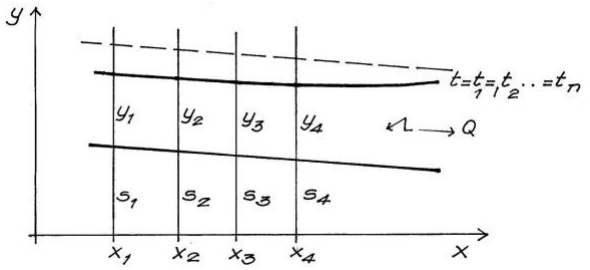


Figura 8.9 Sección longitudinal de un canal

Así para la sección 1

$$y_t = y_{t+1} = y_{t+n} \tag{8.30}$$

$$V_t = V_{t+1} = V_{t+n} \tag{8.31}$$

Es decir, si no hay variación de la velocidad en una misma sección con respecto al tiempo, el flujo es permanente, así:

$$\frac{\partial V}{\partial t}\Big|_{x=i} = O \tag{8.32}$$

En el marco de ese movimiento permanente se analiza la variación a lo largo del eje x. Para S_1 y S_2, $y_1 = y_2$, o sea, no hay variación del tirante, ni de la velocidad, entre un punto y otro, entonces se tiene un flujo permanente-uniforme:

$$\frac{\partial V}{\partial X} = O \tag{8.33}$$

Ahora bien en Figura 8.9, entre el punto 3 y el punto 4 (S_3 y S_4), $y_3 \neq y_4$, por lo tanto el flujo es permanente, variado, así:

$$\frac{\partial V}{\partial X} \neq O \tag{8.34}$$

Si la variación es gradual el flujo es gradualmente variado (Ecuaciones de curvas de flujo a superficie libre) y si la variación es brusca el flujo rápidamente variado (Ecuación de resalto hidráulico)

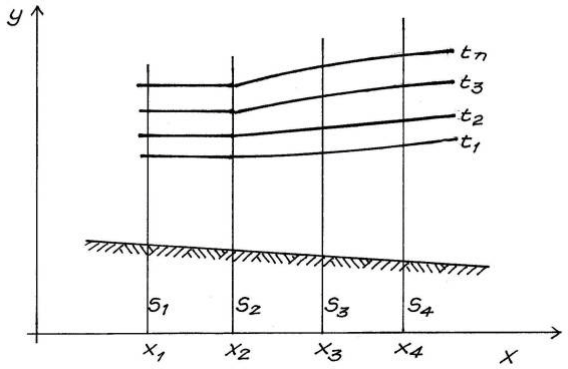


Figura 8.10 Variación de tirantes en función de x y de t.

En la Figura 8.10 en cada sección para diferentes tiempos (t_1, t_2,..., t_n) los tirantes, las velocidades y los caudales cambian es decir, se tiene un flujo no permanente:

$$\frac{\partial V}{\partial t}\Big|_{x=i} \neq O \tag{8.35}$$

Considerando las variaciones a lo largo de x entre S_1 y S_2, se ve que para un instante de tiempo se tiene una situación igual al caso 1, o sea, un flujo uniforme no permanente(ecuación de onda cinemática):

$$\frac{\partial V}{\partial x}\Big|_{t=i} = O \tag{8.36}$$

Si se consideran los puntos S_3 y S_4 se ve que el flujo es no permanente-gradualmente variado (onda dinámica), así:

$$\frac{\partial V}{\partial x}\Big|_{t=i} \neq O \tag{8.37}$$

Cuando la variación del flujo no es gradual se tiene un no permanente-rápidamente variado (Salto hidráulico móvil).

Figura 8.11 Clasificación de flujo en canales abiertos

Ecuaciones básicas de la hidrodinámica

Tres principios físicos fundamentales rigen las ecuaciones básicas de la hidrodinámica: El principio de conservación de masa, el principio de conservación de energía y el principio de

conservación de momento. De estas tres ecuaciones básicas se puede decir en forma muy general que:

- Continuidad: permite hacer evaluación de volúmenes, caudales y velocidades.
- Energía: permite evaluar relaciones que involucren cambios de presión y/o velocidad y/o áreas sin involucrar fuerzas.
- Momento o Impulso: permite evaluar relaciones que involucren cambios de presión y/o velocidad y/o áreas considerando las fuerzas que actúan.

Las clásicas ecuaciones de Saint Venant no incluyen la expresión de Conservación de Momento, por eso cuando se solucionan problemas de ondas en canales por métodos hidrodinámicos (Saint Venant), estos fallan al encontrarse con situaciones de cambio de régimen, por ejemplo resalto hidráulico.

Principio de Conservación de Masa

En la Figura 8.12 se considera un volumen de control entre las secciones 1 y 2

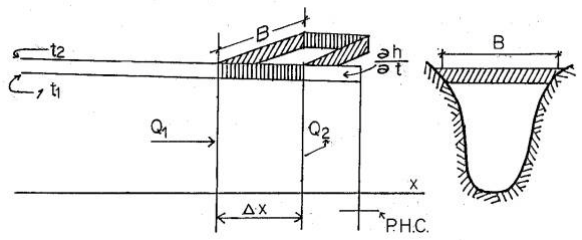


Figura 8.12 Volumen de control entre las secciones

Si $Q_1 \neq Q_2$ existe una variación del caudal entre 1 y 2, así

$$Q_2 - Q_1 = \frac{\partial Q}{\partial X} DX \tag{8.38}$$

Si además existe una variación del tirante con relación al tiempo, el volumen de agua en el tramo considerado varía, entonces:

$$V_2 - V_1 = B \frac{\partial h}{\partial t} DX \tag{8.39}$$

Como el agua se considera en este caso incomprimible, la variación de la descarga (Q_2 - Q_1) entre 1 y 2 es igual a la variación del volumen (V_2 - V_1) en el tramo con signo contrario. Si Q_2 es mayor que Q_1 ese aumento se hace a expensas de una pérdida de volumen en el tramo de control. Entonces:

$$\frac{\partial Q}{\partial X} DX = -B \frac{\partial h}{\partial t} DX \tag{8.40}$$

Simplificando DX a ambos lados e igualando a cero se tiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + B \frac{\partial h}{\partial t} = O \tag{8.41}$$

Si existieran pérdidas o aportes laterales (por las paredes) o sea independientes a lo considerado en los extremos, se tiene un término adicional en la ecuación 8.41; llamando a esto q_x (infiltración por ejemplo), se obtiene la ecuación de continuidad en canales para flujo no permanente y variado:

$$\frac{\partial Q}{\partial X} + B \frac{\partial h}{\partial t} + q_x = O \tag{8.42}$$

Si es permanente:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} = O \quad \therefore \quad \frac{\partial Q}{\partial X} + q_x = O \tag{8.43}$$

Si el flujo es uniforme, no existen pérdidas y q_x es cero, la ecuación 8.43 queda:

$$\frac{\partial Q}{\partial X} = O \quad \therefore \quad Q = cte \tag{8.44}$$

Entonces, se obtiene la ecuación de continuidad para flujo permanente uniforme:

$$Q = A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 = Cte \tag{8.45}$$

Principio de Conservación de la Energía. Ecuación de la Energía

De la segunda Ley de Newton:

$$f = m \cdot a \tag{8.46}$$

Además, la densidad es:

$$\rho = \frac{m}{\forall} \tag{8.47}$$

Si se considera un volumen unitario $(\forall = 1)$, la densidad es igual a la masa (ρ = m), luego:

$$\therefore \quad f = \rho \cdot a \tag{8.48}$$

En el caso de canales sin considerar la fricción, en la dirección del eje x , se tiene en el volumen de control (Figura 8.13)

$$f_x = f_p + f_g = -\left(\frac{\partial p}{\partial X}\right) - \gamma \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial X}\right) \tag{8.49}$$

Donde: p_i es la presión hidrostática = y_i

z_i la cota o pendiente (gravedad).

γ es el peso específico $\rho.g$ (apéndice de unidades

fx = fuerza total en sentido x

fp = fuerza de presión

fg = fuerza de gravedad

Los valores son negativos porque el flujo se mueve en el sentido en que los gradientes disminuyen.

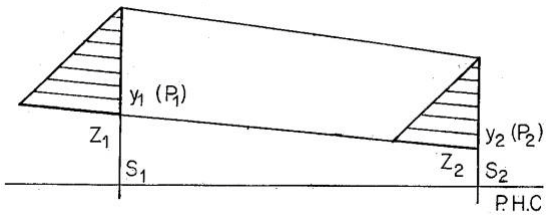


Figura 8.13 Principio de conservación de la energía

Donde γ es el peso específico y:

$$p = \gamma \cdot y \tag{8.50}$$

Luego de la ecuación 8.48 y considerando que la aceleración tiene dos componentes: una local: (variación de velocidad con respecto al tiempo) y otra, convectiva: (variación de la velocidad con respecto a la distancia multiplicado por la distancia recorrida por la partícula en la unidad de tiempo).

$$\rho a_x = \rho \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) + \rho \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dt} \right) \tag{8.51}$$

$$\text{además: } \frac{dx}{dt} = V \quad \therefore \quad \frac{dx}{dt} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \tag{8.52}$$

y:
$$V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(\frac{V^2}{2} \right) \tag{8.53}$$

Luego (8.51) queda:

$$\rho \cdot a_x = \rho \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \cdot \frac{V^2}{2} \right) \tag{8.54}$$

Expresando (8.48) en función de (8.49) y (8.54) se tiene:

$$-\frac{\partial}{\partial x}(p+\gamma\cdot z)=\rho\cdot\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\rho\cdot\frac{V^2}{2}\right) \tag{8.55}$$

Dividiendo por el peso específico, γ:

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{p}{\gamma}+z\right)=\left(\frac{\rho}{\gamma}\right)\cdot\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\rho}{\gamma}\cdot\frac{V^2}{2}\right) \tag{8.56}$$

El peso específico se define como:

$$\gamma=\frac{p}{\forall} \tag{8.57}$$

El peso es:

$$p=m\cdot g \tag{8.58}$$

Donde g es la aceleración de la gravedad. Luego de la 8.58 y 8.47

Ecuación 8.57 queda: $\therefore \quad \gamma=\frac{m\cdot g}{\forall}=\rho\cdot g$ (8.59)

$$\frac{\rho}{\gamma}=\frac{1}{g} \tag{8.60}$$

Luego la ecuación (8.56) queda:

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{p}{\gamma}+z\right)=\frac{1}{g}\cdot\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{V^2}{2g}\right) \tag{8.61}$$

Ordenando y agrupando los términos de derivadas con respecto a x en un miembro y los de derivadas con respecto a t en el otro, se tiene la ecuación general de Euler para flujo no permanente, sin fricción ni turbulencia:

$$\frac{1}{g}\cdot\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)=-\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{P}{\gamma}+z+\frac{V^2}{2g}\right) \tag{8.62}$$

Si el flujo es permanente:

$$\frac{\partial V}{\partial t}=O \tag{8.63}$$

Entonces $$\frac{P}{\gamma}+z+\frac{V^2}{2g}=cte \tag{8.64}$$

Que es la ecuación de Bernoulli

Donde: $\frac{P}{\gamma}=y$ es el tirante del canal o energía de presión.

z es la cota de fondo o energía potencial.

$\frac{V^2}{2g}$ es la altura de velocidad o energía cinética.

El término $\left(\frac{P}{\gamma}+z\right)$ es la altura piezométrica.

Principio de Conservación de Momento (cantidad de movimiento)

Esta ley establece que el impulso (producto de una fuerza por el intervalo de tiempo en que actúa) de una fuerza es igual a la cantidad de movimiento adquirida por el cuerpo por efecto de la fuerza. Esta ecuación es vectorial (Figura 8.14)

$$\underbrace{F \cdot dt}_{Impulso} = \underbrace{m \cdot dv}_{Cantidad\ de\ movimiento} \tag{8.65}$$

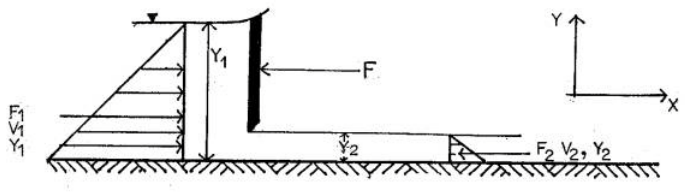


Figura 8.14 Principio de conservación de momento (cantidad de movimiento)

Partiendo de la 2º Ley de Newton, ecuación 8.46, se tiene:

$$F_x = m \cdot \frac{dv}{dt} \tag{8.66}$$

$$F_x \cdot dt = m \cdot dV = m \cdot (V_2 - V_1) \tag{8.67}$$

Como:

$$\rho = \frac{m}{\forall} \quad ; \quad m = \rho \cdot \forall$$

Entonces:

$$F_x \cdot dt = \rho \cdot \forall \cdot (V_2 - V_1) \tag{8.68}$$

Para ancho unitario:

$$\forall = y \cdot dx \tag{8.69}$$

Así en el volumen de control de la Figura 8.14 es:

$$F_x \cdot dt = \rho \cdot y_2 \cdot dx_2 \cdot V_2 - \rho \cdot y_1 \cdot dx_1 \cdot V_1 \tag{8.70}$$

Si el flujo es permanente el caudal es constante, es decir, para un ancho unitario:

$$y_2 \cdot V_2 = y_1 \cdot V_1 = q \tag{8.71}$$

Sustituyendo la ecuación 8.71 en la 8.70, se tiene:

$$F_x \cdot dt = \rho \cdot q \cdot dx_2 - \rho \cdot q \cdot dx_1 \tag{8.72}$$

Dividiendo por dt, resulta:

$$V_2 = \frac{dx_2}{dt} \quad ; \quad V_1 = \frac{dx_1}{dt} \tag{8.73}$$

Luego:

$$F_x = \rho \cdot q \cdot (V_2 - V_1) \tag{8.74}$$

Generalizando y considerando el ancho no unitario queda:

$$\sum F_x = \rho \cdot Q \cdot (V_2 - V_1) \tag{8.75}$$

La ecuación 8.75, se aplica en situaciones de canales donde bruscamente se pasa de régimen supercrítico a subcrítico o viceversa (caso resalto hidráulico y compuertas) y en general en cambios bruscos de tirante y/o dirección.

Pérdida de Energía

Antes de iniciar su deducción es necesario pasar de líquidos ideales a líquidos reales introduciendo fenómenos relacionados con la viscosidad del agua y fundamentalmente el concepto de resistencia al flujo y pérdidas de energía por fricción. El concepto en sí involucra una teoría completa (Henderson, 1966) sin embargo, estas pérdidas se consideran agregando el término de la fricción en la ecuación de energía de Bernoulli (ecuación 8.64), así:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_f \tag{8.76}$$

El término de la fricción, S_f, se evalúa en el caso de canales con ecuaciones semi-empíricas (Chezy, Manning).

En el flujo en canales con pendiente, si no existiera la fuerza tangencial de fricción que se opone al movimiento, el flujo se iría acelerando por efecto gravitacional, en realidad esto ocurre cuando se trata de flujos no uniformes dando como consecuencia una variación en el tirante y la velocidad del agua (curvas de remanso). Cuando el flujo es uniforme, el mismo ni se acelera ni se desacelera, manteniéndose entonces un equilibrio entre las fuerzas gravitacionales, expresadas por la pendiente de fondo del canal, S_o, y las fuerzas de fricción expresadas por la llamada pendiente de la línea de energía, S_f, es decir, ambas líneas son paralelas ($S_o = S_f$)

Las ecuaciones que se usan para evaluar la pendiente de fricción (Sf) o la velocidad del agua (V) en canales con movimiento permanente (uniforme o variado) son fundamentalmente. (Henderson, 1966; Gunaratnam et al, 1970)

Chézy:

$$V = C \cdot \sqrt{R_H \cdot S_f} \tag{8.77}$$

Manning:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\,2/3} \cdot S_f^{1/2} \tag{8.78}$$

Donde: R_H es Radio Hidráulico

Entre el coeficiente de descarga C de Chézy y el coeficiente de rugosidad n de Manning existe una relación:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \tag{8.79}$$

A su vez C está relacionada con el coeficiente de resistencia de Darcy-Weisback-f- que se usa en tuberías, así:

$$C = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} \tag{8.80}$$

Si el flujo es uniforme (S_f=S_o) en las ecuaciones de Chézy y de Manning se utiliza la pendiente del fondo, S_o. Estas ecuaciones sirven para diseñar canales, en la condición de movimiento permanente uniforme. Si el flujo es variado se pueden usar esas ecuaciones para el cálculo de S_f y de las curvas de remanso.
El tirante de un canal a régimen uniforme se llama: tirante normal (y_o). Introduciendo este concepto, en la ecuación general de Euler (8.62), agregando el término de la pendiente de fricción es:

$$\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P}{\gamma} + Z + \frac{V^2}{2g} \right) - S_f \tag{8.81}$$

Luego en la ecuación (8.81), desagregando los términos de la energía disponible y haciendo $\frac{P}{\gamma} = y$ se tiene:

$$\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) = -\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) - S_f \tag{8.82}$$

$$\text{Pero: } -\frac{\partial z}{\partial x} = -S_o \quad ; \quad \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{V}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) \tag{8.83}$$

Reemplazando las relaciones (8.83) en la ecuación (8.82) queda:

$$\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) = -\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) + S_o - S_f \tag{8.84}$$

Pasando al primer miembro los términos que tienen derivadas queda:

$$\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t} \right) + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{V}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) = S_o - S_f \tag{8.85}$$

Multiplicando por la aceleración de la gravedad, g y reagrupando, se tiene la ecuación de la energía de Saint Venant:

$$\boxed{\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x}\right) + g \cdot \left(\frac{\partial y}{\partial x}\right) = g\left(S_o - S_f\right)} \qquad (8.86)$$

Estos conceptos se ilustran en la Figura 8.15, para un perfil en un instante t:

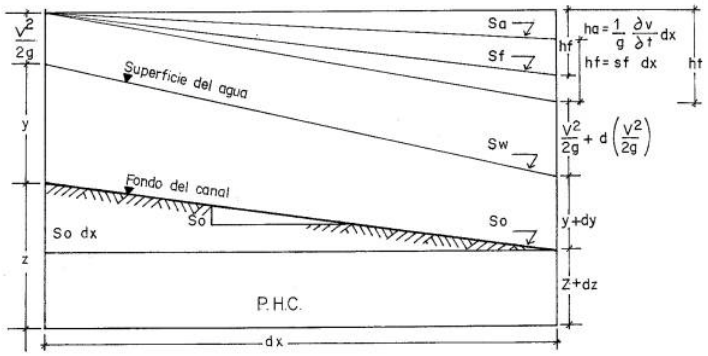


Figura 8.15 Términos de la ecuación de la energía

Donde: S_a es la pendiente de la línea de aceleración.
S_f es la pendiente de la línea de fricción.
S_w es la pendiente superficial del agua.
S_o es la pendiente de fondo.
h_a es la pérdida de energía por aceleración.
h_f es la pérdida de energía por fricción.
h_t es la pérdida total de energía ($h_a + h_f$).
PHC plano horizontal de comparación.

O sea que la variación en la altura total de energía se debe a las pérdidas producidas por fricción más las pérdidas por aceleración:

$$d \cdot \left(z + y + \frac{V^2}{2g}\right) = S_f \, dx + \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) dx \qquad (8.87)$$

La ecuación (8.86) se puede también analizar en función de aquellos términos que son de aceleración (inerciales) y las que son de fuerzas:

$$\left.\begin{array}{ll} \dfrac{\partial V}{\partial t} & \textit{acelación local} \\ V\dfrac{\partial V}{\partial x} & \textit{acelación convectiva} \end{array}\right\} \textit{Aceleraciones - términos inerciales}$$

$$\left.\begin{array}{ll} g\dfrac{\partial y}{\partial x} & \text{variación de la presión} \\ g \cdot S_o & \text{efecto de la gravedad} \\ g \cdot S_f & \text{efecto de la fricción} \end{array}\right\} \text{Fuerzas}$$

La ecuación dinámica tiene en cuenta el movimiento y las fuerzas que la producen.

Continuidad

Partiendo de la ecuación general de continuidad, 8.42, para flujo no permanente variado y considerando que para una sección el caudal es:

$$Q = A \cdot V$$

Se tiene:

$$\frac{\partial (A \cdot V)}{\partial x} + B \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) + q_x = O$$

$$\boxed{A \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right) + V \cdot \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) + B \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) + q_x = 0} \qquad (8.88)$$

Las ecuaciones 8.86 y 8.88 son las ecuaciones de Saint Venant. La Figura 8.16 ilustra la onda dinámica y cinemática. La ecuación de la energía de Saint Venant generaliza las posibilidades de movimiento en canales y sus respectivos tipos de ondas, por esto se la expresa así:

De la ecuación 8.86 se tiene

$$\underbrace{\underbrace{\underbrace{\underbrace{\frac{\partial V}{\partial t}}_{4} + \underbrace{V \cdot \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right)}_{3}}_{\text{Gravedad, fricción, presión, variación de } V \text{ respecto a } x, \text{ Onda cuasidinámica}} + \underbrace{g \cdot \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)}_{2}}_{\text{Gravedad, fricción y presión, Onda de difusión}} = \underbrace{\underbrace{g \cdot (S_O - S_f)}_{1}}_{\text{Gravedad y fricción, Onda cinemática}}}_{\text{Gravedad, fricción, presión, variación de } V \text{ respecto a } x \text{ y a } t \text{ Onda dinámica}}$$

término	***tipo de Flujo***
1	*Permanente uniforme*
2 y 3	*Permanente no uniforme*
4	*No permanente no uniforme*

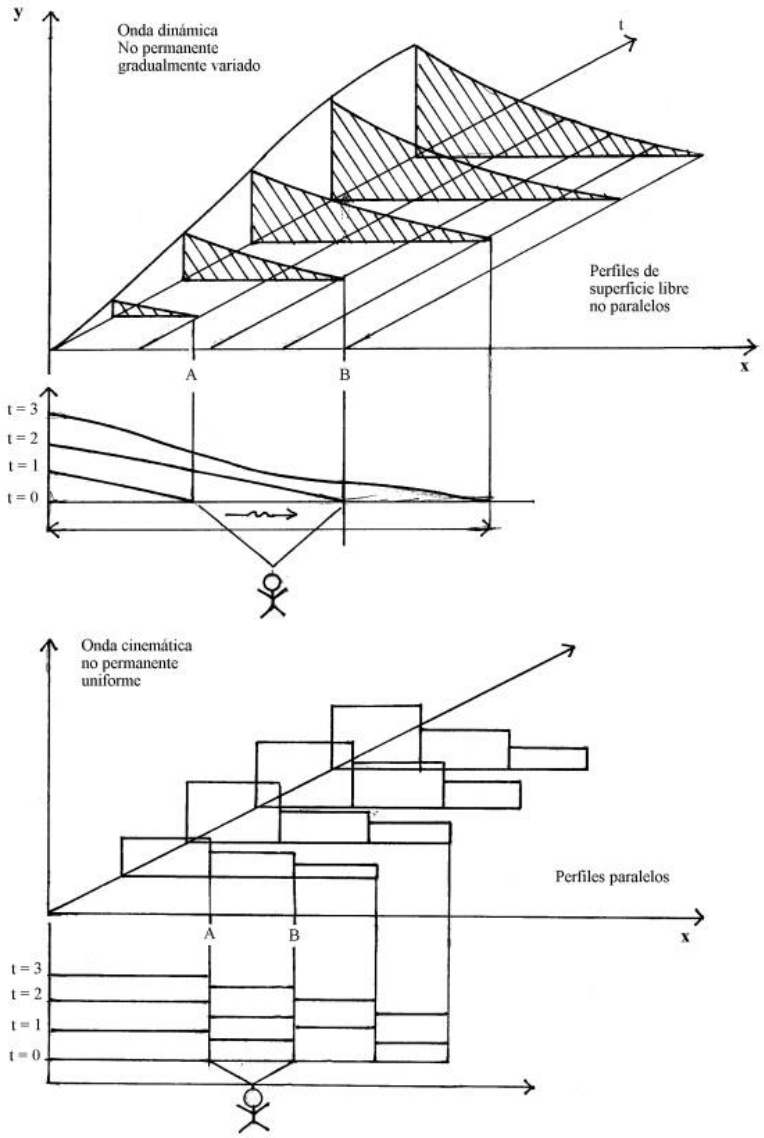


Figura 8.16 Concepto de onda dinámica y onda cinemática

Hipótesis de las ecuaciones Saint Venant

Las condiciones que se deben cumplir para que sean válidas las ecuaciones de Saint Venant son:

- Distribución hidrostática de las presiones. Líneas de corriente sin curvatura.
- Pendiente de fondo pequeña, es decir:

$$\alpha[Rad] = tan(\alpha) = sen(\alpha)$$

  Ejemplo: S_o = 1% (α=0.57º) α[rad] ≈ 0.01 tan (α)≈ 0.01 ; sen(α)≈ 0.01
- Flujo unidimensional: las componentes de la velocidad en sentido transversal, son despreciables en relación a la longitudinal se da una distribución uniforme de las velocidades en la sección transversal:

$$\overline{V} = \frac{Q}{A}$$

- Fondo fijo: no se considera erosión ni variaciones en el cauce en función del tiempo.
- Flujo turbulento (R > 2000)
- Variación de la superficie del agua gradual y continua
- Esfuerzos tangenciales en las paredes del canal idénticos a las de flujo permanente (S_f se calcula con Chézy, Manning, etc.)
- Resistencia del aire en la superficie despreciable.

Relación entre las fuerzas de inercia, las de viscosidad y las de gravedad

Existen dos números adimensionales de uso muy frecuente en hidráulica: el número de Reynolds y el de Froude.

Reynolds

Relaciona las fuerzas de inercia ($\rho \cdot L^3 \cdot V/t$) con las fuerzas producidas por efectos de la viscosidad cinemática ($\rho \cdot \upsilon \cdot V \cdot L$), así:

$$R = \frac{V \,.\, L}{\upsilon} \tag{8.89}$$

Donde: V es la velocidad media del agua

L es la dimensión característica del conducto o el diámetro en tuberías. En el caso de canales abiertos es el radio hidraúlico definido como:

$$R_H = \frac{A}{P} = \frac{Area}{Perímetro \;\; mojado} \tag{8.90}$$

Se usa más para el flujo en tuberías. En el caso de canales, el número de Reynolds clasifica los flujos en:

- Laminar: R < 500
- Transición: 500 < R < 2000
- Turbulento: R > 2000

Los dos primeros sólo tienen importancia en laboratorio.

Froude

Relaciona las fuerzas de inercia ($\rho \cdot L^3 \cdot V/t$) con las de gravedad ($\rho \cdot g \cdot L^3$), así:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \,.\, L}} \tag{8.91}$$

Donde: V es la velocidad media del agua.

g es la aceleración de la gravedad

L es la dimensión característica del conducto; en canales es el tirante medio, D.

B es el ancho de la superficie libre.

$$L = \frac{A}{B} = D \tag{8.92}$$

El número de Froude es muy importante en canales, ya que divide el régimen en:

- Subcrítico. Predominan las fuerzas de gravedad (bajas velocidades), así:

$$F < 1 \quad ; \quad V < \sqrt{g \cdot D} \tag{8.93}$$

- Crítico. Las fuerzas de inercia y gravedad son iguales:

$$F = 1 \quad ; \quad V = \sqrt{g \cdot D} \tag{8.94}$$

- Supercrítico. Predomina las fuerzas de inercia (altas velocidades), así:

$$F > 1 \quad ; \quad V > \sqrt{g \cdot D} \tag{8.95}$$

El término $\sqrt{g \cdot D}$ representa la velocidad de avance de una onda gravitacional; se llama celeridad:

$$c = \sqrt{g \cdot D} \tag{9.96}$$

Luego:

$$F = \frac{V}{c}$$

Soluciones numéricas

La solución numérica de las ecuaciones precedentes no son posibles por métodos analíticos excepto para ciertos casos y condiciones simples. Las simplificaciones para su solución son ecuaciones diferenciales parciales que, en la mayor parte de los casos, se deben resolver por métodos numéricos. No obstante, estos métodos numéricos presentan limitaciones y la necesidad de imponer simplificaciones (como por ejemplo secciones transversales de formas geométricas definidas) que con el avance de las computadoras en velocidad y capacidad de memoria (interna y externa) han sido superadas en la totalidad de los modelos matemáticos recientes, presentando una gran flexibilidad.

No resulta pertinente en este libro de diseño hidrológico extender demasiado este tema que se puede profundizar en la bibliografía de consulta. Sólo se hará una breve referencia a estos métodos:

- Métodos de Onda Cinemática. Se trata en detalle con el Modelo HEC-1; en el CD.
- Métodos numéricos de solución. Comprende el método de las características (semigráfico, usado cuando resulta difícil la solución por diferencias finitas) y el método de diferencias finitas (explícitos e implícitos).

Método de las Características

El principio del método se basa en que conociendo ciertas condiciones del flujo para t = O, Curva de superficie libre a régimen permanente gradualmente variado X = O y X = n, condiciones de la variación de tirante o caudal en función del tiempo en el borde aguas arriba y curva h/Q del río aguas abajo; se pueden transformar las ecuaciones diferenciales parciales en ecuaciones diferenciales ordinarias, llamadas “Ecuaciones Características” cuya solución es posible.

El método parte del hecho que todas las ondas gravitacionales largas se mueven con una celeridad “c” que se puede asimilar a la celeridad de una onda gravitacional infinitesimal, ecuación 8.97. Si se supone flujo gradualmente variado, distribución hidrostática de las presiones y un canal rectangular se tiene:

$$c = \pm\sqrt{g\ y} \tag{8.97}$$

Donde: y es el tirante del canal
g es la aceleración gravedad

Luego, el método es para ondas no abruptas (no para el salto hidráulico móvil) y canales con pendientes suaves (no para rápidas y caídas). Cualquier onda de este tipo puede visualizarse como una serie continuada de perturbaciones pequeñas que se propagan en el plano x-t en la forma que lo muestra la Figura 8.17.

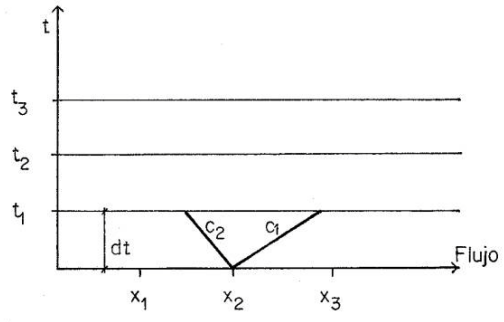


Figura 8.17 Transmisión de una perturbación

Si en un punto P, se produce una perturbación, luego de un tiempo (dt) se trasmite una perturbación hacia delante (c_1) con una velocidad $V_{u1} = V + c$ que recorrerá una distancia

$$d\ x_1 = (V + c)\, dt$$

O sea:

$$\frac{d\ x_1}{dt} = V + c \tag{8.97a}$$

En igual forma habrá una perturbación hacia atrás:

$$V_{u_2} = V - c \quad ; \quad \frac{dx_2}{dt} = V - c \tag{8.98}$$

Es decir, existen dos familias de curvas que se llaman “Líneas características” y representan el recorrido del frente de onda en el plano x - t, o sea, se tienen dos ecuaciones diferenciales ordinarias:

$$\frac{dx_1}{dt} = V + c \tag{8.99}$$

$$\frac{dx_2}{dt} = V - c \tag{8.100}$$

Es a veces conveniente expresar el tirante en función de la celeridad de la onda, así:

$$c = \sqrt{g \cdot y} \quad ; \quad c^2 = g \cdot y$$

$$y = \frac{c^2}{g} \tag{8.101}$$

Diferencias finitas

Los métodos de diferencias finitas se basan en un retículo plano x- t que se muestra en la Figura 8.18

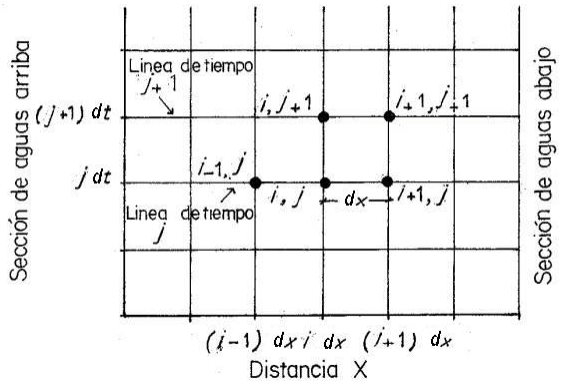


Figura 8.18 Retículo de cálculo en plano x- t.

Una línea de tiempo es una línea paralela al eje x a través de todos los puntos en un valor del tiempo dado. Los esquemas numéricos transforman las ecuaciones diferenciales parciales en un conjunto de ecuaciones algebraicas de diferencias finitas, las cuales pueden ser lineales o no lineales. Las ecuaciones de diferencias finitas representan las derivadas parciales en espacio y tiempo y la solución avanza desde una línea de tiempo a la siguiente $jdt \rightarrow (j+1)\,dt$.

Los esquemas de solución pueden ser explícitos o implícitos. En el explicito la solución es secuencial a lo largo de la línea del tiempo, desde un punto idx hasta el siguiente $(i+1)\,dx$. En el implícito en cambio, los valores desconocidos en una línea de tiempo dada se solucionan simultáneamente (Chow et al, 1994).

El método explícito es más simple, pero inestable y el incremento dt, debe ser tal que se cumpla la condición de Courant:

$$dt \leq \frac{dx}{V + c} \tag{8.102}$$

Para valores grandes de *dx*, el valor de *dt* impuesto por la restricción es frecuentemente muy pequeño comparado con la escala de tiempo adecuada para la situación bajo consideración. Otra limitación puede resultar de restricciones en la fricción para ciertos esquemas de solución.

Los esquemas implícitos son más estables y su utilización se ha tornado factible con el avance de las capacidades de las computadoras.

En referencia a la Figura 8.18, las siguientes relaciones indican ambos métodos:

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial u_i^{j+1}}{\partial t} &= \frac{u_i^{j+1} - u_i^{j}}{Dt} \\ \frac{\partial u_i^{j}}{\partial x} &= \frac{u_{i+1}^{j} - u_{i-1}^{j}}{2Dx}\end{aligned}\right\rangle \text{ Esquema explícito} \qquad \left.\begin{aligned}\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} &= \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{Dx} \\ \frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} &= \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^{j}}{Dt}\end{aligned}\right\rangle \text{ Esquema implícito}$$

Datos necesarios

En general, los requerimientos de datos para las diferentes técnicas de transito de ondas en canales son prácticamente iguales. Sin embargo, la cantidad y el detalle de los datos necesarios varía según la técnica a usar. En el caso de técnicas hidráulicas los datos son: datos de caudales (hidrogramas), secciones transversales y longitudinales del tramo a considerar, estimación de coeficiente de rugosidad (ej. Manning) y condiciones iniciales y de borde (condiciones al contorno).

Los datos de caudales son necesarios, en relación al hidrograma de aguas arriba de la creciente a transitar. Igualmente, si existen, datos de tributarios en el tramo. En el caso de calibración del método es necesario, por lo menos para una crecida, el hidrograma de aguas abajo del tramo.

Las secciones transversales son típicamente perpendiculares a las líneas de corriente, representativas de subtramos o situaciones especiales. Dependiendo del modelo a usar están definidas por un número, N, de puntos que definen el canal principal, las zonas de inundación y consecuentemente los valores de n de Manning para cada parte de la sección. El espaciamiento entre secciones, y consecuentemente su cantidad, es un factor importante en el detalle de la simulación.

Los coeficientes de rugosidad típicamente son dados como “n” de Manning y son importantes debido al impacto directo en el tiempo de traslado y amortiguación de la onda.

Todos los modelos usados, necesitan condiciones iniciales (t=0) y de borde antes de iniciar la rutina de tránsito. Las condiciones iniciales en todo el tramo, tirante y velocidades, se pueden calcular a través de modelos de curvas de superficie libre en condiciones de flujo permanente gradualmente variado. Las condiciones de borde aguas arriba son usualmente la relación caudal/tiempo o tirante/tiempo del hidrograma a ser trasladado a través del tramo. Las condiciones aguas abajo se establecen generalmente con una curva (o tabla) h/Q para flujo permanente. Las condiciones internas se refieren a flujos laterales o hidrogramas de tributarios. Igualmente se necesitan, si corresponde, relaciones h/Q de estructuras hidráulicas existentes en el tramo del río.

8.3 SELECCIÓN DE MÉTODOS

Con el amplio espectro de técnicas de tránsito de ondas de crecidas, la selección del método está generalmente restringida por los datos disponibles, el nivel de detalle requerido, el tiempo y presupuesto disponible para el estudio. Aparte de estas condiciones, que normalmente limitan el problema, existen ciertos criterios que se pueden considerar:

Efectos de remanso

Este efecto se puede producir por diversos factores: fluctuaciones de mareas, ingreso significativo de caudales de afluentes, presencia de estructuras que al reducir el canal, generan remanso (puentes, diques, alcantarillas).

De los métodos hidrológicos expuestos sólo el PULS Modificado es capaz de incluir los efectos de remanso, mediante el cálculo de la relación cota/descarga
Los métodos hidráulicos, con excepción del de la onda cinemática, pueden tener en cuenta el efecto de remanso. El método de onda cinemática, no tiene en cuenta el remanso ya que supone flujo uniforme y una condición de borde aguas abajo del tirante normal.

Áreas inundables

Las áreas o planicies inundables pueden llegar a ser muy significativas por su efecto de embalse. Los factores a evaluar para determinar el efecto real del área inundable en el hidrograma son: ancho del área, pendiente en la dirección lateral y el factor de resistencia relacionado con la vegetación. La modelación más adecuada se hace con modelos bidireccionales; en el caso particular de modelos unidireccionales (HEC-1, HMS, HEC-RAS) la técnica de modelación debe evaluar lo mejor posible, la variación de la capacidad de conducción del canal principal y de las áreas laterales inundables. En los modelos unidimensionales esto se logra calculando separadamente las condiciones hidráulicas del canal principal y de las áreas marginales inundables. En caso de aplicar Muskingum esta separación no es posible y los coeficientes X y K involucran el efecto combinado del canal y las márgenes inundables. Cuando se deben modelar ríos que discurren en extensas planicies de muy baja pendiente (planicies inundables) las condiciones que hipotizan los modelos unidimensionales no son aceptables, ya que existe una fuerte componente de flujos y velocidades laterales. En estas condiciones no es raro encontrar velocidades en la dirección lateral o transversal (a través de la planicie) que llegan a ser predominantes sobre aquellas longitudinales en la dirección del río. En estos casos los modelos bidimensionales son más adecuados (Ejemplo modelo SOBEK en el CD).

Pendiente del canal y características del hidrograma

La pendiente afecta en forma directa la velocidad de la onda y también el nivel de atenuación. En ríos de fuertes pendientes y régimen supercrítico, la atenuación es débil, al contrario de lo que ocurre en ríos de pendientes suaves.
Los métodos hidráulicos dinámicos (solución completa de Saint Venant) pueden considerar, en general, pendientes suaves o fuertes. Cuando las pendientes son muy bajas, los métodos hidrológicos o hidráulicos de soluciones no completas (onda cinemática) fallan. Por ejemplo, en pendientes menores de 1.9 m/km. no se debería aplicar el método de onda cinemática.
En general, se puede decir que la combinación de la pendiente del canal y el tiempo del incremento del caudal en la rama ascendente del hidrograma de la creciente son factores que combinados definen el método a usar. Así, hidrogramas cuya rama ascendente sea muy empinada, tienen serias limitaciones en la aplicación de métodos de la onda de difusión, debido a que estos no incluyen los términos de aceleración de la ecuación de energía de Saint Venant (Ponce et al, 1978). Sin embargo, en la aplicación de modelos de onda cinemática el error en el pico del hidrograma es generalmente inferior al 5% si se satisface la condición:

$$\frac{D \cdot S_o \cdot U_o}{d_o} \geq 171 \qquad (8.103)$$

Donde: D es la duración total del hidrograma de la creciente expresado en segundos.
S_o es la pendiente de fondo o la de fricción, S_f, del canal en %;
U_o es la velocidad media de referencia en m/s;

d_o es el tirante de referencia en m.

Los valores de referencia, de la desigualdad 8.103, están relacionados con el caudal promedio y el tirante correspondiente a éste, del hidrograma a ser trasladado.

En el caso de modelos de onda de difusión el error estará en el límite del 5% si se cumple que:

$$D \cdot S_o \left(\frac{g}{d_o} \right)^{1/2} \geq 30 \qquad (8.104)$$

Donde: g es la aceleración dela gravedad en m/s^2
d_o es el tirante de referencia en m.
S_o es la pendiente de fondo o de fricción S_f del canal en %.
D es la duración en segundos.

En términos prácticos conociendo S_o, d_o y U_o se puede también calcular cual es la duración, D, del hidrograma de la creciente para aplicar uno u otro método

---

Ejemplo 8.3

Calcular la duración del hidrograma de creciente si se tiene una pendiente del fondo de canal de 0.0015, una velocidad media de 1.22 m/s y un tirante de 2.44 m.

Solución:
Datos: $S_o = 0.0015$
$U_o = 1.22$ *m/s*
$d_o = 2.44$ *m*

La duración del hidrograma, D, por el método de onda cinemática debe ser mayor de:

$$D \geq 171 \cdot \left(\frac{d_o}{S_o U_o} \right) = 171 \cdot \left(\frac{(2.44)}{(0.0015)(1.22)} \right) = 228000[s] = 2.64[días]$$

$$D \geq 2.64\ [días]$$

Mientras que por el método de la onda de difusión, se tiene:

$$D \geq \left(\frac{30}{S_o} \right) \left(\frac{g}{d_o} \right)^{-1/2} = \frac{30}{(0.0015)} \left(\frac{9.81}{2.44} \right)^{-1/2} = 9974[s] = 0.115[días]$$

En relación a los métodos hidrológicos el de Muskingum-Cunge, es una aproximación de la ecuación de la onda de difusión y por lo tanto, se puede aplicar en canales de un rango de pendientes similares. En general, estas técnicas no es aconsejable aplicarlas en canales de pendientes menores de 3 centímetro por kilómetro. No obstante, es importante destacar que si se tienen hidrogramas medidos de entrada y salida y se pueden determinar por calibración los

parámetros del método, este producirá resultados adecuados aún en ríos de muy bajas pendientes.
En ríos donde el tramo recibe tributarios, si los efectos de remanso no son significativos, cualquier método se puede aplicar dentro de las condiciones previamente especificadas. En caso contrario, es necesario aplicar métodos hidráulicos de onda dinámica.
Otro criterio a tener en cuenta es el régimen de flujo (subcrítico o supercrítico). Es frecuente en ríos de cierta pendiente que en situaciones de crecientes el régimen pasa alternativamente de subcrítico a supercrítico y viceversa. Si el tramo de régimen supercrítico es largo, se deberá separar el cálculo en dos tramos, uno subcrítico y otro supercrítico y esto es posible de manejar en modelos hidráulicos. Si el tramo supercrítico es corto, no será necesario tratarlo separadamente.
Los métodos hidrológicos no tienen en cuenta el tipo de régimen (subcrítico o supercrítico), ya que trabajan con caudales y volúmenes (ecuación de continuidad). Sin embargo, cuando lo importante son caudales y no tirantes, los métodos hidrológicos pueden usarse.

Resumen de Selección de Métodos

Como se ha mencionado, la disponibilidad de datos es muy importante, al igual que en todos los cálculos del diseño hidrológico, ya que permite el uso de diferentes métodos hidrológicos, previamente calibrados. Cuando no hay datos de caudales es preferible usar métodos hidráulicos donde se pueden determinar datos geométricos de secciones y estimar lo mejor posible el coeficiente de rugosidad.
En la Tabla 8.4 se presenta una síntesis del tipo de método a usar según las condiciones existentes.

Tabla 8.4 Resumen de selección de métodos (adaptado de ASCE, 1997)

Condiciones existentes	**Métodos apropiados**	
	Hidráulicos	**Hidrológicos**
No hay hidrograma medido en el borde de aguas abajo como para calibrar parámetros	• Onda dinámica • Onda de difusión • Onda cinemática	Maskingum-Cunge
Marcado efecto del remanso que afecta el hidrograma de descarga del tramo	• Onda dinámica • Onda de difusión	• PULS Modificado • Working Research and Development
Inundación de márgenes y planicie inundable	Todos los métodos hidráulicos e hidrológicos que permitan separar las propiedades hidráulicas del canal principal de las áreas marginales (Muskingum no es adecuado)	
Pendiente del canal mayor de 1.90 m/km y: $\frac{D \cdot S_o \cdot U_o}{d_o} \geq 171$	Todos los métodos hidráulicos e hidrológicos desarrollados	
Pendiente del canal entre 1.90 y 0.38 m por kilómetro y $\frac{D \cdot S_o \cdot U_o}{d_o} \geq 171$	• Onda dinámica • Onda de difusión	• Muskingum-Cunge • PULS Modificado • Muskingum
$\frac{D \cdot S_o W_o}{d_o} < 171$		• Working R&D • No usar Onda Cinemática
Pendiente del canal menor de 38 cm/km y: $D \cdot S_o \left(\frac{g}{d_o} \right)^{1/2} \geq 30$	• Onda dinámica • Onda de difusión	• Muskingum-Cunge (No usar los otros métodos desarrollados)

Pendiente del canal menor de 38 cm/km y: $D \cdot S_o \left(\frac{g}{d_o} \right)^{1/2} < 30$	Solamente onda dinámica

8.4 MODELOS

Algunos de los modelos que se usan para el diseño hidrológico de transito de crecientes son: NWS FLDWAV (DAMBRK – DWOPER), el HEC – RAS y el HEC – HMS. Los detalles y aplicaciones de estos modelos se desarrollan en el CD.

FLDWAV (DAMBRK- DWOPER)

El modelo NWS FLDWAV (Flood-Wave) es una combinación (con nuevas capacidades) de los modelos DWOPER-(Dynamic Wave Operational Model) y DAMBRK (Dam Break). El modelo DAMBRK se trata en el capítulo 10, es un modelo desarrollado en el National Weather Service de USA, NWS (Fread, D.L., 1991).

El DWOPER es un modelo desarrollado por el NWS Hydrologic Research Laboratory en la década del 70 para simular el tránsito de crecientes en ríos mediante el uso de la onda dinámica (solución completa de las ecuaciones de Saint-Venant) y obtener soluciones numéricas por el método de diferencias finitas. Fue un modelo ampliamente usado en USA en grandes ríos como el sistema del Mississipi-Ohio-Tennesse y en el Columbia. Si se tiene en cuenta las limitaciones de computación existentes en esos años, el DWOPER era un modelo de alto rendimiento. Tiene la habilidad de usar intervalos de tiempo (Dt) grandes para ondas de crecientes de variación lenta y secciones transversales espaciadas irregularmente. Es decir, el modelo tiene capacidades para modelar ríos de geometría irregular, rugosidad variable, flujos laterales, derivaciones, áreas inundables, presencia de estructuras como contracciones; puentes y diques, incluso efecto del viento. Tiene una rutina de optimización para hallar el valor del coeficiente de rugosidad.

El modelo FLDWAV (Fread, 1984, Fread ,1988, Fread 1993, Fread et al, 1996) tiene habilidades mejoradas y la solución de las ecuaciones de onda dinámica se basan en el método implícito de diferencias finitas (cuatro puntos no lineales). Las habilidades según Fread et. al, 1996 son:

- Dimensionamiento variable. La estructura de datos de entrada ha sido organizada en forma que los tamaños de los arreglos son determinados internamente basados en el sistema del río. Esto elimina el problema de abortar la ejecución debido a un número inadecuado de intervalos de tiempo o de secciones transversales.
- Ríos dendríticos. Puede modelar redes de drenaje dendríticas con tributarios de orden n^{th}, es decir, el algoritmo del DWOPER de modelar tributarios de primer orden se mejora para tributarios de orden n.
- Diques y puentes. Tiene la capacidad de modelar este tipo de estructuras.
- Terraplenes longitudinales (“Levee”). Considera flujos que sobrepasen terraplenes localizados a lo largo del río, en uno o en ambos lados del canal principal o en tributarios.
- Método de Computación. Puede transitar flujos no permanentes que ocurran simultáneamente en un sistema de ríos interconectados. Cualquiera de los ríos pueden tener una o más estructuras (diques, puentes, terraplenes longitudinales, etc.) que ejercen control sobre el flujo y en ocasiones, se pueden romper bajo ciertas condiciones.

- Régimen hidráulico. Puede manejar régimen subcrítico o supercrítico o una combinación de ambos variando en espacio y tiempo de una a otra forma. Tiene un esquema de cómputo = "Local Partial Inertial Mixed Flow Algorithm", LPI, que da la estabilidad numérica para esos cambios alternativos de régimen. Esta estabilidad se consigue multiplicando los dos primeros términos (términos inerciales) de la ecuación de energía por un factor σ que es igual a $(1-F^k)$, donde F es el número de Froude y k constante que varía entre 1 y 10. El valor de σ determina el método de tránsito a utilizar (0 para onda de difusión, 1 para onda dinámica).
- Condiciones de borde. La condición de borde de aguas arriba puede ser un hidrograma de caudal/tiempo o de tirante/tiempo para cada río. Las de aguas abajo son las mismas de DAMBRK y DWOPER, aunque la condición límite aguas abajo en tributarios sea un hidrograma h/t generado por el modelo. Existe una opción dada por un comando "KD" que habilita la inserción de hidrogramas observados.
- Condiciones iniciales. La condición de la superficie libre del agua en el tramo para t = O la calcula el modelo para un caudal base inicial en flujo permanente o no permanente (para t=O; Qo ≠ O)
- Valor del intervalo de tiempo, dt. El valor inicial es dato y se mantiene hasta que eventualmente se active la rotura de un dique. En este caso, el modelo usa el tiempo más pequeño entre el intervalo de tiempo, dt, de la falla y el valor inicial.
- Coeficiente de rugosidad. El valor de Manning se define para cada tramo limitado por estaciones de aforo y se especifica en función de, ya sea, la elevación de la superficie del agua, h, o de la descarga, Q. Al contrario de DWOPER, los valores de Manning son definidos para la sección de aguas arriba extrema, en lugar de la extrema de aguas abajo. Las tablas de n son duplicadas, de modo que existe una tabla en cada tramo entre secciones transversales.
- Calibración automática. Tiene una técnica automática de calibración para determinar el coeficiente de rugosidad variable utilizando hidrogramas observados a lo largo del tiempo.
- Sistema de unidades. Tiene la opción de datos de entrada y salida (input y output) en sistema métrico que se indica con el comando METRIC = 1 (default = sistema inglés)

Otras opciones que posee el modelo son:

- Filtro para caudales bajos.
- Flujo a presión.
- Planicie inundable (sinuosidad y conducción)
- Áreas inundables laterales sin movimiento.
- Pérdidas localizadas.
- Efecto del viento.
- Ingreso y egresos laterales.
- Variación automática de intervalos de tiempo, dt, para ondas producidas por rotura de presas.
- Múltiples técnicas de cálculo: onda dinámica con esquema explícito, onda dinámica con esquema implícito, embalse horizontal y onda de difusión.
- Filtro de Kalman. Para el caso en que el modelo sea usado para pronósticos en tiempo real (capítulo 14) y existan estaciones de aforo en dos o más puntos, se activa el filtro de Kalman para ajustar las predicciones en cada intervalo de tiempo.

En el CD en la figura 8.20 se muestran los resultados gráficos de la aplicación del modelo DAMBRK en el río Mendoza, Argentina.

Modelo HEC-1 y HEC-HMS

El modelo HEC-1 y su versión en ambiente windows, HEC-HMS, poseen una rutina de onda cinemática para el tránsito de ondas y el cálculo de flujo superficial.
El método se basa en la ecuación de energía de Saint-Venant aproximada a la condición de flujo permanente uniforme, donde la pendiente de fricción, S_f, está balanceada por la pendiente de fondo del canal , S_o, o sea, la relación h/Q es únivoca y no existe un lazo o ciclo de histéresis. Si el flujo es permanente y uniforme, Manning o Chézy son válidas y la pendiente de fricción es igual a la del fondo del canal. Luego haciendo en la ecuación de continuidad 8.42:

$$B\frac{dh}{dt} = \frac{dA}{dt}$$

Se tiene la ecuación de la onda cinemática:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = -q_x \qquad (8.105)$$

Donde: Q es el caudal en m^3/s.
A es el área hidráulica en m^2
B es el ancho superficial de la sección hidráulica en m.
h es el tirante del canal en m.
x es la distancia en m.
t es el tiempo en segundos.
q_x es el flujo lateral en $m^3/s/m$

Ahora bien, partiendo de las condiciones de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R_H^{2/3} \,.\, S_f^{1/2}$$

Haciendo $R_H = \frac{A}{P}$ y $S_f = S_o$, efectuando las operaciones algebraicas se tiene:

$$Q = \left(\frac{S_o^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \right) \cdot A^{\frac{5}{3}} \qquad (8.106)$$

Donde P es el perímetro mojado.

La ecuación (8.106) se puede generalizar como:

$$Q = \alpha \cdot A^m \qquad (8.107)$$

La ecuación 8.107 es otra forma de expresar la onda cinemática. Derivando (8.107) con respecto a x resulta:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \alpha \cdot m \cdot A^{(m-1)} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \qquad (8.108)$$

Reemplazando la ecuación 8.108 en 8.105, se obtiene la ecuación de trabajo de onda cinemática en función del área hidráulica para qx= 0:

$$\alpha \cdot m \cdot A^{(m-1)} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \qquad (8.109)$$

En las ecuaciones (8.107) y (8.109) α y m se relacionan con la rugosidad de la superficie del canal y la geometría del flujo. Como la ecuación de energía se reduce a una relación simple entre el área y la descarga, la ecuación de onda cinemática no calcula la atenuación de la onda. Los hidrogramas así transitados se trasladan en tiempo, pero no se atenúan. La figura 8.19 muestra los valores de α y m para diferentes formas geométricas del canal.

La aproximación de la onda cinemática es muy buena para modelar flujo superficial con profundidades pequeñas o flujos normales de pendiente moderadamente empinada. Su uso, se ha generalizado en la modelación de cuencas urbanas, donde la representación de la cuenca es fácilmente adaptable a elementos geométricos definidos como los que se muestran en el Figura 8.19 (HEC –1, 1998 ; ASCE , 1997).

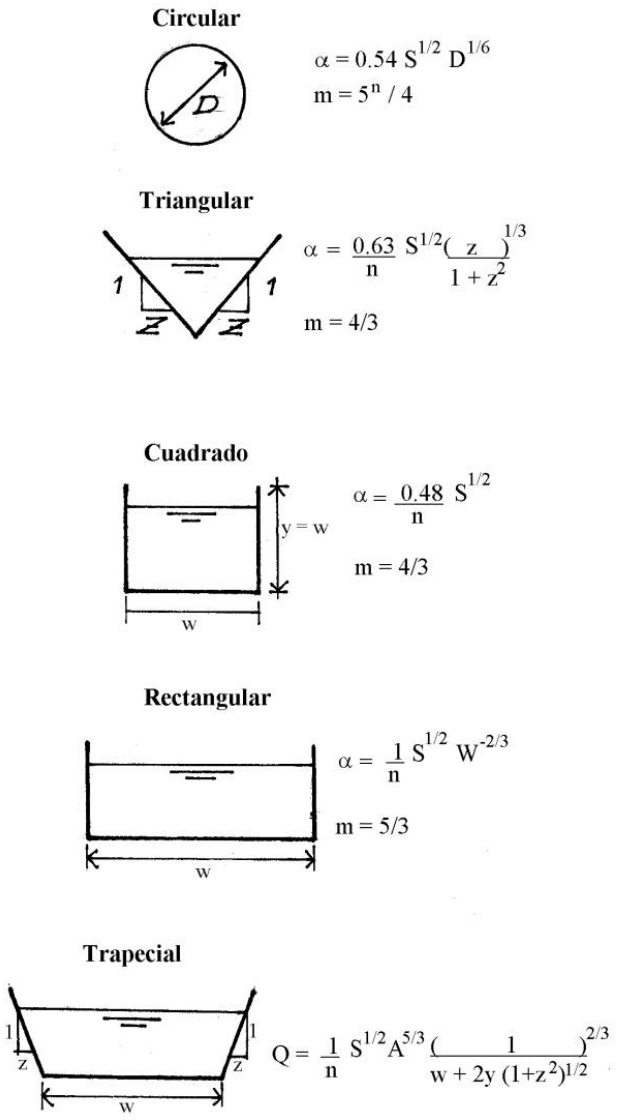


Figura 8.19 Valores de α y m, de la ecuación 8.109, para diferentes formas geométricas de secciones para onda cinemática en canales (dimensiones en metros, Q en m^3/s); n = coeficiente de Manning

Representación de una cuenca con elementos de onda cinemática.

La Figura 8.20 muestra la modelación con la onda cinemática, donde se presentan el elemento de flujo superficial, un canal colector y un canal principal (HEC-1, 1998). En general, la cuenca se modela tomando una visión idealizada de la misma; en lugar de representar cada elemento de flujo se toma uno de dimensiones características o representativas. Normalmente, se toman dos planos de flujo superficial, uno de área permeable y otro impermeable. Los planos desembocan en colectores y los colectores en un canal principal (Figura 8.21).

En realidad diversos niveles de complejidad pueden ser obtenidos representando elementos simples como se observa en la Figura 8.19.

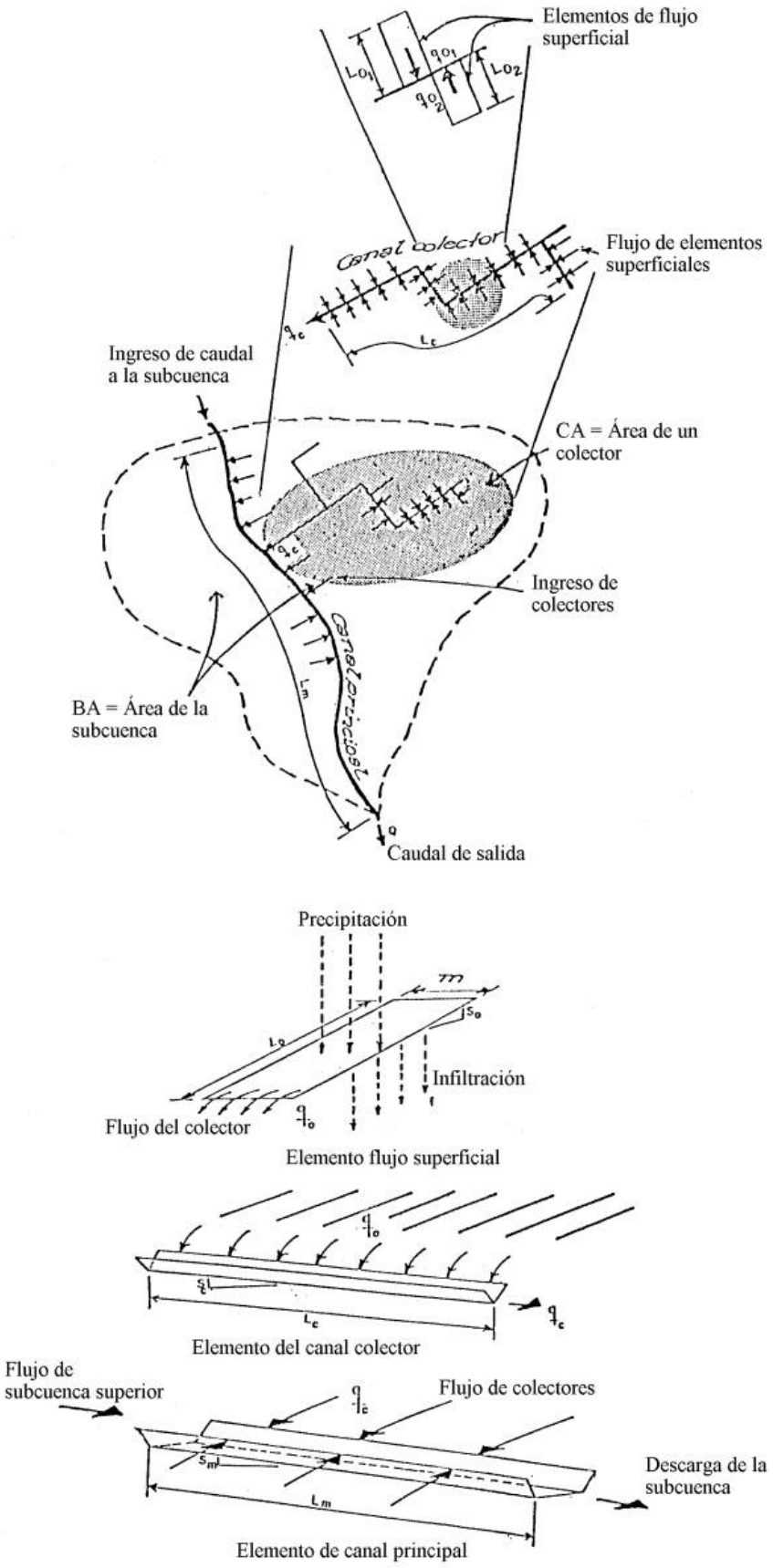
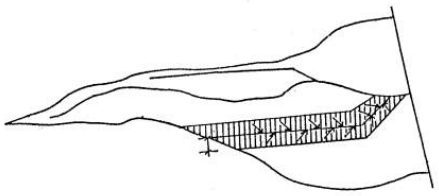


Figura 8.20 Modelado de la cuenca para onda cinemática y elementos de la representación (HEC, 1982)

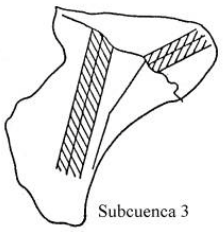


SUBCUENCA 1 — CN — 85

BA 0.15 Km CN=85

	Long. flujo superficial Lo	Pendiente flujo superficial S	N	% del área en la que este elemento es representativo Vo A
UK	25	0.5	0.13	100

	Longitud L	Pendiente S	n	CA Área típica Km²	Forma shape	Ancho fondo WD	Pendiente talud z
RK	350	0.166	0.08	0022	trap.	0.40	1
RK	810	0.111	025		trap.	0.90	2



Subcuenca 3

BA 0.10 Km² CN = 88

UK	25	0.66	0.13	66	trap.		
UK	20	0.66	0.13	34			
RK	300	0.166	0.10	0.015	trap.	0.75	1
RK	120	0.50	0.10	0.005	trap.	0.75	1
RK	400	0.112	0.10	-	trap.	1.50	2

Figura 8.21 Modelación de una cuenca natural con onda cinemática para Modelo HEC-1 y HMS (Fernández, 1993)

Estimación de parámetros

Si bien la onda cinemática se usa para modelar flujo superficial y flujo en canales, los coeficientes de rugosidad que se toman en uno y en otro caso son diferentes. El factor de fricción que se computa para el caso de canales es el n de Manning (Tabla 8.5). Estos valores se pueden consultar con mayor detalle en Chow, 1959; Barnes, 1967; McCuen, 1998.

Tabla 8.5 Tabla simplificada de valores de n de Manning.

Descripción de la superficie del canal	**n**
Canales en tierra sección uniforme-limpios	0.016-0.018
Con pastos y hierbas	0.022-0.025
Canales de superficie lisa e impermeable	0.015-0.020
Canales de gravas o ladrillos	0.013-0.016
Canales de cemento desagües urbanos o sanitarios	0.012-0.018
Cursos naturales	
Limpios y rectos	0.025-0.030
Vegetación en márgenes	0.026-0.028
Fondo de cantos rodados	
Rectos	0.032-0.038
Con curvas	0.040-0.055
Con vegetación	0.060-0.075
Mucha vegetación	0.080-0.150

Tabla 8.6 Valores de n (McCuen ,1998)

Descripción de la superficie del canal		**n**
I Canales sin revestimiento		
Sección de tierra uniforme	Reciente limpieza	0.016-0.018
	Luego de un tiempo	0.018-0.020
	Con pasto corto y algunas hierbas	0.022-0.027
	En grava, sección uniforme, limpia	0.022-0.025
Sección en tierra medianamente uniforme	Sin vegetación	0.022-0.025
	Pasto y algunas hierbas	0.025-0.030
	Hierbas densas o vegetación acuática en canal profundo	0.030-0.035
	Taludes limpios y fondo de grava	0.025-0.030
	Taludes limpios y fondo de piedras	0.030-0.040
Sección dragada o escavada	Sin vegetación	0.028-0.033
	Arbustos bajos, no densos, en los taludes	0.035-0.050
Sección en roca	Basado en una sección diseñada	0.035
	Basado en una sección media existente a. Suave y uniforme b. Aserrada e irregular	 0.035-0.040 0.040-0.045
Canales sin mantenimiento con hierbas y arbustos sin segar	Vegetación densa y alta como el tirante del flujo normal	0.08 - 0.12
	Fondo limpio, arbustos en los taludes	0.05 - 0.08
	Fondo limpio, arbustos en los taludes, tirante del flujo alto	0.07 – 0.11
	Arbustos elevados, tirante alto	0.10 – 0.14
II Canales laterales de un camino con mantenimiento		
Tirante del flujo hasta 20 centímetros	Pasto bermuda o gramilla: a. Segado a 5 centímetros b. Altura de 10 a 15 centímetros	 0.07 - 0.045 0.09 – 0.05
	Cualquier césped: a. Altura alrededor de 30 centímetros. b. Altura alrededor de 60 centímetros.	 0.18 –0.09 0.30-0.15
III Canales naturales		
Cauces menores (ancho superficial en crecidas menos de 30 m)	Sección bastante regular a. Algo de césped e hierbas sin arbustos. b. Con crecimiento denso de hierbas flujo más alto que las hierbas. c. Algunas hierbas, matorrales ligeros en los taludes. d. Algunas hierbas, matorrales densos en los taludes. e. Algunas hierbas, sauces o álamos en las bancas. f. Árboles dentro del canal.	 0.030- 0.035 0.035-0.050 0.040-0.050 0.050-0.070 0.060-0.080 0.07-0.180
	Sección irregular con lagunas y meandros.	0.07-0.10
	Cauces en montaña sin vegetación en el canal, bancas generalmente de fuertes pendientes, arbustos a lo largo de las bancas: a. Fondo del canal de gravas y cantos rodados chicos. b. Fondo del canal con gravas y cantos rodados grandes.	 0.04-0.05 0.05-0.07
Planicies inundables (adyacentes a cauces naturales)	Pastos sin matorrales: a. Pastos cortos. b. Pastos altos.	 0.030-0.035 0.035-0.050
	Áreas cultivadas: a. Sin cultivo. b. Cultivos en líneas. c. Cultivos extendidos.	 0.030-0.040 0.035-0.045 0.040-0.050
	Hierbas altas y matorrales dispersos	0.050-0.070
	Árboles y matorrales: a. Invierno. b. Verano.	 0.050-0.060 0.060-0.080

Para el caso de flujo superficial la Tabla 8.7 muestra valores típicos N de Manning

Tabla 8.7 Valores de N para diversas superficies (HEC, 1998) de los autores: Crawford and Linsley, Hathaway, Egman, Woolhiser, Palmer.(Adaptado de ASCE, 1997)

Superficie del elemento de cuenca	**N (1)**
Asfalto, cemento, metal	0.05 – 0.15
Suelo desnudo sin rocas	0.10
Superficies en barbecho	0.008 – 0.012
Suelos cultivados (cereales)	0.06 – 0.12
Suelos arados con reja	0.10 – 0.16
Suelos arados con disco	0.30 – 0.50
Campos naturales	
Sin vegetación	0.09 – 0.34
20% cubrimiento	0.05 – 0.25
Vegetación esparcida	0.053 – 0.13
Praderas de pastos bajos	0.10 – 0.20
Céspedes ligeros	0.20
Céspedes densos	0.17 – 0.80
Pasturas	0.40
Arbustos y árboles	0.40

(1) N es el equivalente para superficies planas del n para canales

Modelación de cuencas con la onda cinemática (modelo HEC-1

Las simplificaciones son esencialmente iguales a las de los hidrogramas unitarios: precipitación uniforme sobre la subcuenca; no hay efecto de remanso en los canales; y no se simula flujo a presión. Al modelar sistemas de desagües urbanos, esta no es una limitación severa. En general, el diseño es para que los desagües funcionen con superficie libre, no obstante, hay situaciones donde el sistema funciona a presión; en estos casos, el agua fluye al exterior por los sumideros y escurre por las cunetas de las calles hasta encontrar un punto bajo con posibilidad de ingresar al sistema.

Si los flujos a presión y el efecto de remanso son muy notables se hace necesario modelar con técnicas adecuadas que puedan manejar flujos en tuberías a presión. El hidrograma tiende a atenuarse cuando transita por un sistema de desagüe. Esa atenuación no es calculada por la modelación con la onda cinemática; como consecuencia, el método tiende a sobreestimar las descargas pico. Por esa limitación, en canales naturales donde se prevea calcular la atenuación no se debería usar. La descripción de los datos de entrada (input) se presenta en el modelo HEC-1 en el CD.

Modelo HEC-RAS versión 3.1.2

Es el modelo hidráulico unidimensional de curvas de superficie libre para flujo permanente en canales abiertos del U.S.Army Corps of Engineers más usado en USA. El modelo es la versión "new generation" del tradicional HEC-2. El modelo en versión 3.1.2, incorpora la posibilidad de cálculo de flujo no permanente. Es un modelo que complementa al HEC-1 (HEC-HMS) en los cálculos relacionados con el diseño hidrológico/hidráulico de obras de control de crecientes. Puede ser también un apoyo para el cálculo de transporte de sedimentos y erosión generalizada y localizada con el modelo HEC-6. El HEC-RAS posee buenas opciones de cálculo de erosión localizada en diversos tipos de estructuras como: puentes, alcantarillas, defensas longitudinales (estrechamiento del río), compuertas y caídas.

El modelo trabaja con la ecuación de cálculo de curvas de superficie libre a flujo permanente no uniforme (Figura 8.16) en régimen subcrítico y supercrítico. Cuando la superficie libre pasa a través de tirante crítico, la ecuación de energía no es aplicable y en este caso el modelo usa la ecuación de momento (ecuación 8.75). En situaciones donde ésta no se pueda aplicar, (vertederos, caídas), se usan ecuaciones empíricas para obtener la respuesta correspondiente.
La ecuación de momento se aplica para las siguientes situaciones: la ocurrencia de resalto hidráulico, hidráulica de flujos bajos en puentes y unión de cursos de agua. El modelo, de acuerdo a lo dicho, se aplica con las siguientes limitaciones:

- Flujo permanente (en la versión 3.1.2 admite flujo no permanente)
- Es válida la ecuación de energía de flujo gradualmente variado (salvo los casos mencionados donde se aplica momento o ecuaciones empíricas).
- El flujo es unidimensional, o sea, la componente de la velocidad se considera sólo en la dirección del flujo.
- Canales de pendientes menores de 1:10.
- La versión 3.1.2 no considera el fondo móvil, salvo el cómputo de erosión localizada en estructuras. En próximas versiones, se agregarán las funciones de erosión generalizada y transporte de sedimentos, tanto en períodos largos (meses, años) como por efecto de eventos extremos. Ese cálculo lo hace el modelo HEC-6 .Esta opción se ha incorporado en la versión 4.0 del HEC-RAS
- El coeficiente de rugosidad se calcula por Manning y se pueden incluir valores diferentes para el canal principal y las áreas marginales o planicies inundables (Tabla 8.6). Tiene la capacidad de modelar ríos y afluentes (dendríticos) y flujos separados (por ejemplo, por la presencia de una isla).

Secciones transversales

Las secciones transversales definen la forma del río deben estar conectadas topográficamente de modo que también se defina el perfil longitudinal.
Las secciones transversales se pueden establecer a distancias fijas o variables y se deben definir en puntos característicos del río (cambios de forma, puentes, alcantarillas, etc.). Se pueden constituir hasta con 500 puntos. Tradicionalmente, las secciones transversales se establecen mirando hacia aguas abajo; el extremo de margen izquierda es el punto de abscisa cero que va aumentando hacia la margen derecha.
El programa, si se desea, automáticamente intercala secciones transversales, interpolando valores entre dos secciones reales sucesivas.

Modelación de puentes

Se usan cuatro de las secciones transversales, ya definidas, para el cálculo de las pérdidas de carga por efecto de la estructura y automáticamente, formula dos secciones adicionales inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del puente.
En el caso de puentes se debe definir también una sección aguas arriba, a una distancia tal que no sea afectada por la contracción producida por el puente (líneas de corriente aproximadamente paralelas). Las normas de la Administración Federal de Carreteras de USA y el Cuerpo de Ingenieros adoptaron una distancia igual a la luz del puente. La sección de aguas abajo debe estar fuera de la influencia de la expansión de las líneas de corriente; por iguales criterios que la anterior, se adopta cuatro veces la contracción producida en el río entre los estribos del puente.
El modelo permite analizar el flujo en el puente bajo diferentes condiciones:

- Cómputos con flujo libre. Flujo libre existe cuando el escurrimiento se produce a través del puente sin que la superficie libre del agua toque (o supere) la cota más baja del cordón

inferior del paquete estructural. Para este cálculo el modelo, mediante la ecuación de momento, identifica si por efecto de la contracción del flujo, se produce cambio de régimen de subcrítico a supercrítico; si eso es así, aguas abajo el flujo puede volver a subcrítico generándose un resalto hidráulico a una cierta distancia del puente. En función de estos cambios de régimen se definen tres clases de flujos: siempre subcrítico (clase A), paso de subcrítico a supercrítico o a la inversa (clase B) y siempre supercrítico (clase C).

- Cómputos con flujo sumergido. Este es el caso cuando la superficie libre del agua toma contacto con el cordón inferior del paquete estructural del puente. En estas condiciones se pueden dar cuatro casos: primero, la superficie del agua aguas arriba del puente supera el cordón inferior, en cambio aguas abajo la superficie libre del agua no toca el cordón inferior; este tipo de escurrimiento se calcula como una compuerta libre con su correspondiente coeficiente de descarga. Segundo, la superficie del agua aguas arriba y aguas abajo supera el cordón inferior; en este caso el comportamiento es como orificio, computándose con las fórmulas de orificio. Tercero, el agua sobrepasa el puente, quedando sumergido o parcialmente sumergido el tablero del puente; en este caso se trata con las fórmulas de vertederos. El modelo no calcula el empuje que el flujo de agua ejerce sobre la estructura y por lo tanto, no identifica la falla por esta causa. Cuarto, cuando se dan simultáneamente el segundo y el tercer caso, es decir, el puente está sumergido un 95% y bajo ciertas variaciones de caudal se sobrepasa el puente; en esta situación el modelo cambia automáticamente de flujo bajo presión a flujo en vertedero.

  En el tercer y cuarto caso (puente sumergido o parcialmente sumergido), la descarga se calcula con una combinación de condiciones de presión y de vertedero.

Métodos de cálculo para flujo libre

Existen cuatro métodos de cálculo para el caso de flujo libre: ecuación de la energía, ecuación de momento, ecuación de Yarnell y la ecuación de WSPRO. El primero, es el más convencional y la ecuación de la energía se resuelve por aproximaciones sucesivas. El segundo, realiza un balance del momento aguas abajo y aguas arriba. El tercero, es una ecuación empírica basada en 2600 experimentos en modelos físicos, donde la pérdida de carga es función de la altura representativa de la velocidad ($V^2/2g$) afectada por una serie de coeficientes que toman en consideración: el ángulo del eje del puente en relación al eje del río; la forma y el ángulo de las pilas, la relación de área total y el área no obstruida. El cuarto método, es una versión de la ecuación de la energía, que se resuelve por iteración para diferentes secciones de aguas arriba, aguas abajo y en el puente; fue desarrollada por la Administración Federal de Carreteras de USA. Lo importante en el uso de estas ecuaciones es saber sus limitaciones:

- Si se tiene un flujo clase A, se puede usar cualquier método.
- Si se tiene un flujo clase B y C se usa la ecuación de energía o momento. Si hay resalto es necesario usar momento. Es decir las ecuaciones de Yarnell y WSPRO son sólo para flujo subcrítico que no cambia a supercrítico.
- En igual forma modela alcantarillas bajo diferentes condiciones hidráulicas de flujo libre o sumergido, a superficie libre o a presión, respectivamente.
- Modela puentes o alcantarillas de entradas múltiples.
- Modela vertederos con compuertas, aforadores y caídas, igualmente vertederos y compuertas laterales.
- Modela contracciones en el río por efecto de la construcción de terraplenes laterales de defensa. Esto es muy importante para planificadores y análisis de uso del territorio en aspectos de análisis de riesgo hidrológico, asentamientos y seguro contra inundaciones (capítulo 13).

- Modela flujo no permanente producido por el paso de un hidrograma de entrada al tramo de río bajo consideración. Esta opción, se acompaña a una posibilidad de mostrar una "animación" de las variaciones de la superficie libre del agua a través del tiempo. Esta opción se puede exportar a "Power Point"; permite importar fotografías, por ejemplo de puentes u otros puntos estratégicos del río.

En la opción de flujo no permanente conviene primero simular todo el río en flujo permanente y obtener valores en puntos clave, luego efectuar separación de flujos no permanente. Si en flujo no permanente se tienen problemas de convergencia se deben aumentar el número de secciones transversales y correr el modelo en tramos más cortos. En flujos no permanente se generan problemas para régimen supercrítico en la versión 3.1.2.

HEC-RAS versión 3.1.3

En esta versión (2005) se han introducido nuevas opciones de calculo, así como variaciones en las pantallas de ingreso de datos que están en relación con las nuevas opciones que lo hacen un modelo que incluye el régimen no permanente y escurrimiento subcrítico y supercrítico.

Nuevas opciones de cálculo

*Mejoras en la modelación de flujos no permanentes removiendo los problemas que presentaba la versión 3.1.2 en régimen supercrítico

*Posibilidad de calibrar resultados de flujos no permanentes controlando: exactitud, estabilidad y sensibilidad

*Variación de n de Manning en función del mes del año

*Variación Vertical de n

- Agregado de funciones avanzadas de flujo no permanente que incluye:
  - Mezcla de régimen subcrítico , supercrítico, resalto hidráulico y caídas
  - Rotura de presas " Dambreak Análisis"
  - Sobrepaso y rotura de terraplenes y márgenes
  - Modelación de estaciones de bombeo
  - Modelación de diques para navegación con diversas opciones de control de niveles

* Funciones de diseño de canales con fondo estable: Basado en los métodos de diseño de canales desarrollados por el USACE en su estación " Waterways Experimental Station" (USACE, 1997). Esta opción presenta para el caso de flujo uniforme los parámetros para obtener dimensiones estables de canales y capacidad de transporte de sedimentos para una sección transversal determinada.

  - Guías generales de modelación
  - Cómputos para flujo uniforme
  - Diseño de canales de fondo estable
  - Se agregan pantallas de ingreso de datos para esta opción de modelación

Detalles de pantallas de las opciones

En la pantalla principal de " river analysis system" el unico cambio es el agregado en el ícono HD " Hydraulic Design Functions"

En la pantalla de " Geometric Data" en "Tools" se agregan los íconos " Storage Area Connections" ; "Pump Station"; RS agregado de nodos en el tramo del río; Agregar o editar un cuadro en " background". En " Editors" se agregan " Storage Area Connection" y " Pump Station" y se elimina "Hidr. Connection".

En la simulación de un puente se agrega una nueva figura que indica esquemáticamente el ancho del puente y las distancias aguas abajo y aguas arriba.

Hay un concepto muy completo en lo referente a estructuras laterales " Lateral Structures (Weirs, Gated Spillways, Culverts, and Diversión Rating Curves") con nuevas opciones de diseño y optimizacion. Esto complementado con nuevas pantallas de ingreso de datos.

Menú "River Análisis System Main Window"
Run: Se agrega" "Run Multiple Plans"
Help: Se agrega "Users Manual"; "Hydraulic Reference"; "Aplications Guide"; "HEC-RAS web page"; "Manning Reference on line (USGS paper1849)
Tools: se habilitan nuevas opciones en "XY interpolation"
Igualmente en cada una de las nuevas opciones de cálculo se habilitan pantallas para el ingreso de datos
Se han corregido numerosas fallas de computación y se tiene mayor estabilidad que la versión 3.1.2.
En el CD se presentan casos de estudio de este modelo.
La versión 4.0 (2008) incluye transporte de sedimentos

9

Modelos de Embalses y Lagunas de Laminación

Se define el embalse como un reservorio o lago artificial construido en un río para almacenar agua y que tiene como propósito la regulación estacional, anual o multianual, de los caudales naturales de un río.
Todo embalse consta de las siguientes estructuras básicas: la presa, el aliviadero y las obras de toma.

- La presa, dique o represa, es la estructura de retención de las aguas y resiste un empuje. Puede ser una presa frontal o una presa de derivación hacia una depresión natural.
- El aliviadero o estructura de alivio o descarga de los excesos que llegan al embalse, los cuales no se desean almacenar. Su característica más importante es la de evacuar con facilidad las máximas crecientes que llegan al vaso de almacenamiento. Su insuficiencia provoca el desborde del agua por encima de la cresta de la presa y el posible colapso de esta estructura sobre todo si se trata de una presa de tierra o enrocado.
- Las obras de toma son un conjunto de estructuras formadas por una entrada o toma, un túnel o conducto a través de un estribo o de la presa y una estructura de salida. Este conjunto permite tomar las aguas del embalse y pasarlas al canal principal. Debe tener suficiente capacidad para descargar las aguas, abastecer las demandas dispuestas para la operación del embalse, de acuerdo a los requerimientos para niveles mínimos del mismo.

9.1 CLASIFICACIÓN

Los embalses se pueden clasificar mediante los siguientes criterios:

- En función de las condiciones físicas de su lugar de ubicación. Los embalses pueden ser de montaña o de llanura.
- En función de las demandas a satisfacer. Es común clasificar los embalses por sus objetivos en:
  a. Embalses de un objetivo, se reducen a aquellos de control de crecidas (“detention dams”).
  b. Embalses de múltiobjetivo, se construyen con el fin de abastecer dos o más demandas simultáneamente. Éstos consideran implícitamente en su diseño el control de las crecidas por razones de seguridad.
- En relación a la demanda a satisfacer éstas se pueden agrupar en las siguientes categorías: generación hidroeléctrica; irrigación; aguas de uso industrial o municipal; navegación; conservación de la vida silvestre; turismo y recreación; y mantenimiento del cauce.
  En general, los embalses se construyen para satisfacer dos o más demandas, en cuyo caso con frecuencia existen conflictos de necesidades e intereses que el ingeniero deberá considerar en el diseño y en la formulación de normas de operación. Cuando se diseña para satisfacer una sola demanda (por ejemplo riego ó generación hidroeléctrica) resulta simple su posterior operación, ya que no se presentan conflictos de necesidades e intereses.

- Según el control de las descargas. Los embalses que se construyen para satisfacer una o varias demandas específicas tienen válvulas o compuertas ó sistemas de bombeo para entregar la demanda prevista. Aquellos que son sólo de detención de crecidas, pueden no tener descargadores de fondo controlados, artificialmente, sino que la descarga se regula hidráulicamente en función del nivel que alcanza el embalse.
- Según la forma de controlar las descargas de caudales de crecientes por el vertedero, se dividen en embalses con vertedero sin compuerta, cuya descarga se regula hidráulicamente en función del tirante por encima de la cresta del vertedero, y en embalses con compuertas y descarga controlada (Chow, 1964; USBR, 1987, Davis et al, 1969).

9.2 DIMENSIONADO DE EMBALSES

El dimensionado hidrológico de un embalse involucra buena parte de los estudios hidrológicos, detallados en los capítulos 4, 5, 7 y 8, estudios topográficos y geológicos vinculados al sitio de ubicación de la presa y el futuro embalse.
Los estudios previos, para definir la necesidad o no de regular artificialmente un río, se refieren principalmente, a la necesidad del control de crecidas debido a las consecuencias económicas y sociales que estas producen en relocalización de centros urbanos, industriales, rurales, de recreación o de protección de infraestructura aguas abajo del probable sitio de ubicación de la presa. En función de la relación que existe entre el nivel de la demanda prevista a través del tiempo, D(t) y los caudales naturales del río, Q(t) se tiene:

$$\delta = Q(t) - D(t) \tag{9.1}$$

La pregunta es: ¿Hay valores negativos de δ? En caso que no hay incluso para años de sequía decenal (capítulo 5), la necesidad del embalse, en función de esas demandas no es necesaria. Si hay valores negativos de δ, análisis de frecuencia más detallados en los períodos de falta de agua (capítulos 4 y 5) definirán el criterio de necesidad o no. En el caso que se defina la necesidad, por efecto de la demanda, un estudio previo usando el método de la curva de masa de volúmenes (Diagrama de RIPPL) darán una primera idea de la capacidad necesaria de regulación. Al definir esta necesidad se impone entonces el dimensionamiento hidrológico de la presa que incluye fundamentalmente: altura de la presa y capacidad del vertedero de control de crecientes.

Altura de la presa

La altura de la presa, puede estar implícitamente controlada por la topografía y las condiciones geológicas del sitio de cierre del río, las cuales a su vez definen el tipo de presa, presa de tierra, de gravedad, de arco, etc. (Davis et al, 1969; USBR, 1987).
Los datos básicos necesarios que se deben tener, una vez seleccionado el sitio, para poder calcular la altura de una presa son:

- Mapas topográficos del vaso que permitan determinar las relaciones de cota-volumen y cota-áreas. Para vasos grandes la escala adecuada puede ser 1:25.000 y 1:10.000 o menor para vasos medianos o pequeños.
  Igualmente las curvas de nivel deberán tener un espaciamiento tal que permita obtener mapas de los sectores del vaso para alturas sucesivas con buena precisión.
  De estos mapas, se obtienen para diferentes alturas de la presa las curvas altura-volumen y altura-área (Figura 9.1).
- Datos de caudales o volúmenes anuales y mensuales de series históricas o generadas.

- Datos de aporte de sedimentos en el río.
- Datos de demandas estimadas a nivel anual y mensual.
- Datos climáticos de lluvias (si son importantes), evaporación y vientos.
- Datos de crecientes.
- Curvas de superficie libre del río aguas abajo de la presa para diferentes descargas y áreas inundables correspondientes a las mismas.

Resulta cada vez más importante tener en cuenta el análisis de impacto ambiental de un futuro embalse en relación con la inundación de sitios de interés histórico o arqueológico, así como la protección de la flora y la fauna. Todos los estudios de factibilidad de la construcción de un futuro embalse deben ir acompañados de un estudio de impacto ambiental y un estudio de las probables consecuencias de la falla de la presa. (capítulo 10)

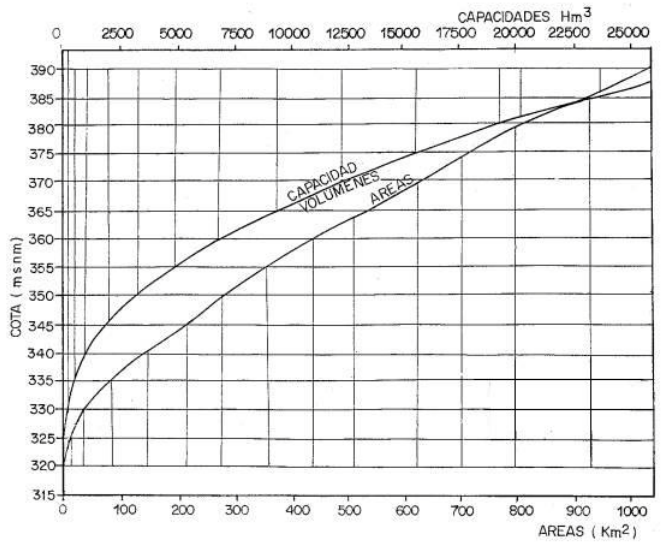


Figura 9.1 Curvas de área y capacidad de un embalse

Para el cálculo de la altura de una presa en la Figura 9.2 se indican las franjas imaginarias en que se divide una presa a los fines de ordenar su diseño hidrológico.

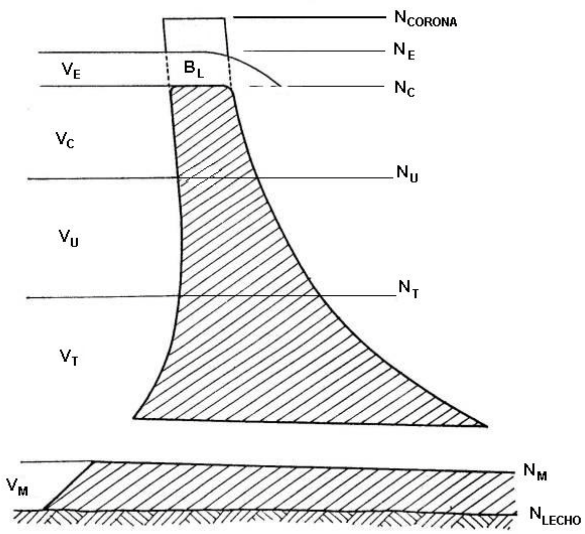


Figura 9.2 Franjas imaginarias para el cálculo de la altura de una presa de embalse.

Cálculo del volumen muerto (V_M)

El volumen muerto es la parte del embalse que durante su vida útil se colma de sedimentos. Este volumen no se tiene en cuenta en el volumen útil usado en la simulación de la operación del embalse.

Los métodos de limpieza existentes para eliminar los sedimentos que se depositan en el fondo del embalse no han dado buenos resultados por esto debe dejarse un volumen que pueda llenarse con el aporte sólido del río y no afecte la funcionalidad durante la vida útil del embalse.

El sedimento en suspensión es el que interesa porque el arrastre de fondo en su mayoría se deposita en la cola del embalse. El sedimento en suspensión se deposita en el embalse en una proporción diferente según sean las características del sedimento, las normas de operación y la relación entre la descarga del río y el volumen del embalse. El cálculo del sedimento que el río aporta al embalse se puede realizar con diferentes metodologías que se describen en el capítulo 5.

Con respecto a las normas de operación, si un embalse retiene el agua por varios meses tendrá más sedimentación que otro que en pocos días descarga el agua que recibe.

El porcentaje del sedimento que ingresa y es retenido en el embalse, se llama "eficiencia de atrape"(η_A), la cual es función de la relación entre el volumen del embalse (V_E) en m^3y el volumen anual de la descarga del río (V_{DR}), en m^3:

$$\eta_A = f\left(\frac{V_E}{V_{DR}}\right) \tag{9.2}$$

Así, se tendrá que un embalse pequeño en comparación con la magnitud de la descarga anual de un río dejará pasar gran parte del sedimento, mientras que un embalse cuyo volumen sea significativo con respecto a la descarga del río presentará una alta eficiencia de atrape. La relación volumen anual de descarga del río vs volumen del embalse ha sido tratado por Brune y Churchill, la cual se muestra en la Figura 9.3 y la Tabla 9.1.

Tabla 9.1 Eficiencia de atrape en embalses (USBR, 1987).

V_E / V_{DR}	η_A	
	Brune	**Churchill**
0.01	0.45	0.47
0.10	0.86	0.72
1.00	0.98	0.88
10.00	0.98	0.96

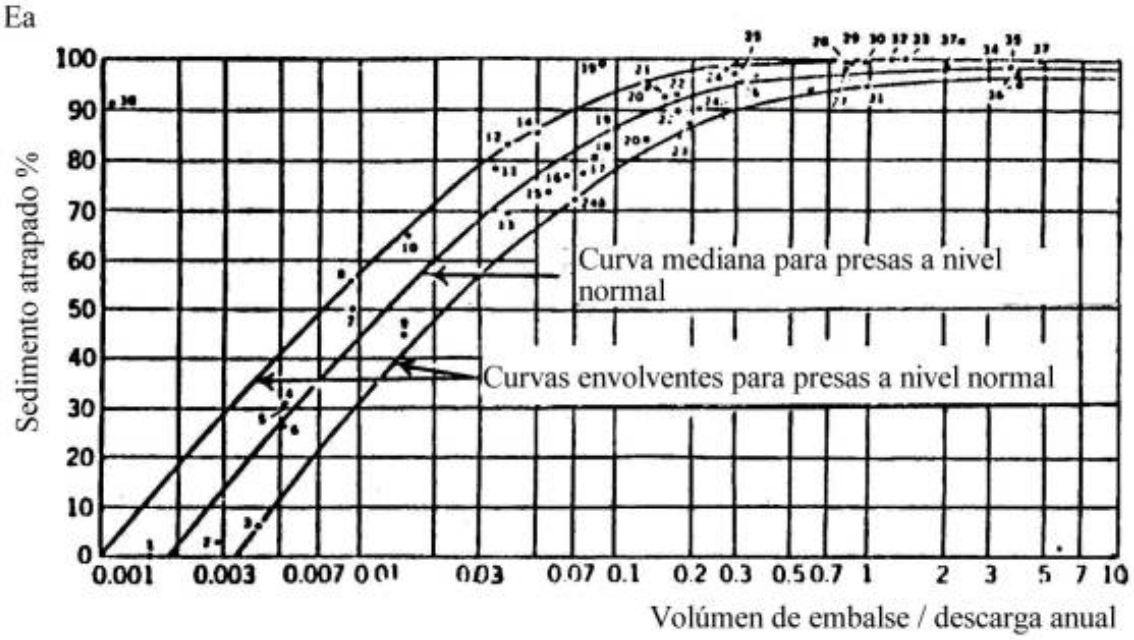


Figura 9.3 Eficiencia de atrape de sedimentos de un embalse (Brune, 1953).

Cálculo del nivel mínimo para turbinas (N_T)

Cuando la presa tiene turbinas existe una altura de carga mínima que asegura el buen funcionamiento de las mismas. Conocido ese valor, en base a las especificaciones de las turbinas a colocar, se calcula con las curvas de superficie libre (perfiles de flujos) del río de aguas abajo de la presa, el nivel que tendrá el mismo para la máxima descarga normal. Esta cota más la altura de carga mínima de las turbinas dará la cota del nivel mínimo a que puede llegar el embalse durante su operación. Este nivel determina en realidad un verdadero volumen muerto adicional que a veces es muy significativo con respecto al volumen total de embalse.
Lógicamente, el volumen correspondiente al nivel de turbinas (V_T), puede llegar a ser cero en embalses de montaña donde una caída natural en el río, aguas abajo de la presa, brinda la altura necesaria para el funcionamiento de las mismas.

Cálculo del volumen de embalse de operación o volumen útil (V_U)

La determinación de la capacidad necesaria del volumen de embalse de operación de una presa para regular un río y satisfacer una determinada demanda, es un estudio que debe tener en cuenta no sólo los factores hidrológicos sino también las normas de manejo de la presa.
Los factores hidrológicos en sí (fundamentalmente las entradas de agua al embalse) conjuntamente con las demandas previstas darán una primera idea de las necesidades de regulación.
Un análisis más detallado a nivel mensual, o diario o incluso horario según sean las necesidades en un estudio de operación del embalse, dará el ajuste final del cálculo del volumen útil. Para obtener la primera aproximación se usa la comparación de la curva de masa de volúmenes del río vs la curva de masa de los volumenes de las demandas estimadas denominado diagrama de Rippl (capítulo 5). Las curvas de masa permiten visualizar los períodos secos y los abundantes. Es importante destacar que no siempre resulta fácil seleccionar el período más crítico, porque

frecuentemente una sucesión de períodos moderadamente secos resulta más grave que un sólo período muy seco, pero más corto.
La proyección de la línea de volumenes de las demandas acumuladas a través de todo el período seco, indica en su máxima separación un valor que leído en la escala de las ordenadas da el volumen de operación necesario para satisfacer la demanda estimada a través de un período seco igual al histórico. La línea de volumenes de las demandas acumuladas debe siempre interceptar en algún punto a la línea de volúmenes acumulados de lo contrario la demanda estimada no puede ser satisfecha. La pendiente de la curva de masa del río, en cualquier instante, es una medida del caudal medio en ese instante.
Con el diagrama de Rippl se pueden resolver dos problemas:

- Determinar la capacidad de embalse necesaria en un río para diferentes niveles de consumo. En este caso, se trazan líneas tangentes a la curva de masa siguiendo la pendiente de las diferentes líneas de demandas, desde el punto inicial del período seco hasta la intercepción con la misma. Como se mencionó en el capítulo 5, la máxima separación proporciona el valor de V_U.
- Para una capacidad dada de embalse determinar la demanda que puede satisfacer. En ciertos casos, la capacidad del embalse está fijada por razones topográficas, geológicas o constructivas. El procedimiento en este caso, consiste en trazar para los diferentes períodos de sequías líneas de demanda tales que, la máxima separación de la curva de masa, no supere el valor fijado de capacidad del embalse predeterminada.

De todas las líneas trazadas, aquella que tenga la menor pendiente será la que satisface la demanda primaria (caudal firme). Otros niveles de demanda superiores corresponderán a demandas secundarias que implican el riesgo de una determinada posibilidad de sequía. La elección de un determinado riesgo de sequía depende del uso del recurso y por lo tanto, de las consecuencias sociales y económicas que la restricción pueda ocasionar.
En generación eléctrica o abastecimiento a ciudades o industrias la demanda primaria tiene que tener una confiabilidad no menor del 90%. En el caso de riego, es variable con el tipo de cultivo pero en general se adoptan niveles de confiabilidad entre el 75% y el 85%.
Si la demanda es variable, la línea será una curva de masa de demandas y el procedimiento es el mismo, sólo que se debe tener cuidado en superponer las líneas en forma que coincidan cronológicamente, es decir, demanda de enero con caudal de enero, etc (capítulo 5).
En la construcción del diagrama de Rippl, usar series históricas de volumenes (aunque estas sean largas), implica suponer una igualdad de los escurrimientos del pasado y del futuro, lo cual es una simplificación improbable, sobre todo en lo que se refiere a su secuencia en el tiempo. La utilización de series sintéticas generadas a partir de valores de la serie histórica da series con probabilidades de ocurrencia iguales a la histórica, pero con distinta secuencia. Esto significa una ventaja importante con respecto al uso exclusivo de la serie histórica. En este caso, el cálculo de la curva de masa se hace de igual manera, utilizando los valores de la serie sintética.
La curva de Rippl se puede corregir por evaporación restándole la evaporación estimada para el embalse.
La capacidad actual de las computadoras y un software adecuado, permite hacer este cálculo en forma más precisa, obviando el cálculo gráfico que pasa a tener un sentido mas didáctico que operativo.

Cálculo del volumen de crecidas (V_C)

En todos los estudios de embalses se deben hacer análisis hidrológicos de las crecidas del río, ya que el adecuado control de estas contribuye no sólo con la seguridad hacia aguas abajo de la presa, sino a la estabilidad de la misma.

El volumen de crecidas, en los embalses de propósito múltiple, o el volumen total del embalse en aquellas que se construyen sólo para ese fin, tiene como objetivo amortiguar el pico del hidrograma de la creciente, embalsando agua en el momento que se producen los valores máximos de caudal, para luego descargar al río los mismos volúmenes en tiempos más largos (caudales menores).

En un embalse el volumen de crecidas es un espacio vacío reservado para almacenar temporariamente agua, mientras que el volumen de operación es sinónimo de agua embalsada para usos posteriores. El dimensionamiento del volumen de crecidas implica el cálculo previo de la creciente de diseño, para lo cual se deberá hacer uso de algunos de los métodos de los capítulos 4 y 5. Sí se cuenta con el hidrograma de la creciente de proyecto, la metodología a seguir es la siguiente:

- Se realiza un diseño preliminar de los descargadores y del vertedero de crecidas.
- Se selecciona la descarga máxima posible.
- Se efectúa la curva de descarga de la presa para diferentes niveles del embalse
- Finalmente, se simula el tránsito de la creciente del proyecto y se calcula el nivel máximo preliminar del embalse.

El volumen de embalse de crecidas puede tener un nivel N_C correspondiente a crecientes hasta un cierto valor de probabilidad de ocurrencia (100 años por ejemplo) y otro nivel N_E, para las situaciones de crecientes extraordinarias (1000 años o más) que descargan un volumen por encima del vertedero (V_E). Para analizar esta última situación, bastaría repetir el cálculo del tránsito de la creciente partiendo de un valor inicial de embalse lleno al nivel de N_C.

Cálculo del borde libre (B_L)

Como se muestra en la Figura 9.2 la presa debe tener una altura superior al nivel máximo que puedan alcanzar las aguas. Este nivel que no se ocupa con agua, se llama borde libre, evita que por efecto de olas o movimientos en la superficie libre del embalse el agua derrame por encima de la presa. Esta situación sería altamente indeseable principalmente en presas de tierra y material mixto.

En el cálculo del borde libre (B_L) intervienen: el efecto del viento, la inclinación de la superficie del embalse, el choque de las olas en la presa y el asentamiento de la presa.

Efecto del viento

La altura de las olas varía con la magnitud de la velocidad del viento y su persistencia, es decir, el tiempo que el viento se mantiene en una misma dirección a una determinada velocidad. Frecuentemente, el efecto mayor para la formación de olas, se manifiesta si la duración del viento para una determinada dirección, supera los 60 minutos.

Los efectos producidos por el viento son más significativos si la dirección del mismo coincide con el fetch del embalse. Se denomina fetch, a la mayor distancia rectilínea directa desde algún punto de la presa hasta el borde opuesto del embalse.

Con frecuencia ocurre que la dirección del viento predominante no coincide con el fetch, en tal caso, se puede tomar como “fetch efectivo” la distancia que corresponda tomada en la dirección del viento predominante.

Algunos autores consideran como fetch efectivo al que resulta del siguiente cómputo:

- Se trazan dos ángulos de 45º, uno a cada lado del fetch máximo y se dividen aproximadamente 15 segmentos iguales.
- Multiplicando la longitud del fetch correspondiente a cada segmento por el coseno del ángulo de desviación desde el fetch máximo y dividiendo la suma de esos productos por la suma de los cosenos se tiene “fetch efectivo”. (Linsley et al, 1964)

Altura de las olas

Es un factor importante a tener en cuenta en la altura total del borde libre, en lo referente a la altura que debe dejarse para asegurar el impacto de la ola al llegar a la presa. Se puede calcular mediante la expresión 9.3.

$$h_1 = 0.03227 \left(V \cdot F\right)^{1/2} \tag{9.3}$$

Donde: h_1 es la altura de la ola, en metros.
V es la velocidad del viento, en km/hora.
F es el fetch, en kilómetros.
0.03227 factor de la ecuación

Sobre - elevación de la superficie libre del embalse ("Setup")

Bajo la acción de vientos continuados en una misma dirección se produce un efecto de "marea" o ascenso de la superficie libre del agua sobre la costa del embalse, orientada de frente a la dirección del viento. Si ese efecto se produce sobre la presa, este ascenso se manifiesta con una elevación de la superficie del agua sobre la misma. Este efecto se considera mediante la siguiente expresión USBR (1987):

$$h_2 = \frac{V^2 \cdot F}{62000 \cdot h_m} \tag{9.4}$$

Donde: h_2 es la altura de ascenso del agua, en metros.
V es la velocidad del viento, en km/hora.
F es el fetch, en kilómetros.
h_m es la profundidad media del embalse, en metros.
62000 factor de la ecuación

$$h_m = \frac{Volumen\ embalse}{Área} \tag{9.5}$$

Choque de las olas en la presa ("runup")

Al llegar las olas a la presa, se produce un choque que genera otra sobre-elevación. El cálculo de este efecto, depende de la altura y la longitud de las olas formadas, así como de la pendiente del talud de aguas arriba de la presa. Se puede evaluar mediante la expresión :

$$h_3 = \left(0.6\right)\left(h_1\right) \tag{9.6}$$

Asentamiento

En los diques de tierra también se debe considerar su asentamiento, el cual debe ser calculado por el proyectista de la presa.

Finalmente, la altura total del borde Libre B_L será:

$$B_L = h_1 + h_2 + h_3 + \left(asentamiento\right) \tag{9.7}$$

Se ilustrará con un ejemplo numérico el cálculo de la altura de una presa.

Ejemplo 9.1
Calcular la altura total de una presa, cuyo embalse corresponde a la relación cota/volumen que se muestra en la Figura 9.1. Adicionalmente, a cargo de la hidroeléctrica, se ha dado una altura mínima de carga para las turbinas, H_T, de 58 m.

Solución:
Si se tiene una descarga anual de sólidos de 26 x 10^6 (t/año) y se considera un peso específico del sedimento de 1160 (kg/m^3), el volumen inicial de sedimentos es:

$$Vol = \frac{26 \cdot 10^9}{1160}\left[\frac{kg/año}{kg/m^3}\right] = 22.41 Hm^3/año$$

Calculando la razón del caudal medio del río de 24.000 Hm^3/año y el volumen estimado del embalse de 20.000 Hm^3 a cota 381ms.n.m. (Figura 9.1), se tiene:

$$\frac{V_E}{V_{DR}} = \frac{20.000 Hm^3}{24.000\, Hm^3} = 0.83$$

De la Figura 9.3, se estima una eficiencia de atrape de

$$\eta_A = 0.96$$

La retención anual de sedimentos será de:

$$R_A = Vol \cdot \eta_A = 22.41 \cdot 0.96 = 21.5 \frac{Hm^3}{año}$$

En 100 años la retención total será:

$$R_{AT} = 21.5 \frac{Hm^3}{año} \cdot 100 año = 2150 Hm^3 = Vm$$

Entrando con este volumen en la Figura 9.1, la cota respectiva al volumen muerto (Nm), es 346 m s.n.m. Dado que el lecho del río está a una cota de 315 m s.n.m., luego la altura estimada de sedimentos correspondiente al volumen muerto V_M, es:

$$346 - 315 = 31m$$

Esta cota (Nm) determina el nivel más bajo donde se colocarán tuberías de descarga de fondo (Figura 9.2). Cuando no se tienen datos de caudal sólido, el volumen a reservar para sedimento se puede estimar entre un 10% y un 25% del volumen de operación del embalse, dependiendo de las condiciones de arrastre que se observen en el río. Como se ha visto, el cálculo del volumen muerto del embalse implica el conocimiento previo del volumen total del embalse. Como ello no se conoce se hace un primer intento con el valor aproximado del volumen total estimado del embalse y al final, si hay una diferencia se ajusta en una segunda aproximación.

La Figura 9.4 muestra el cálculo de nivel mínimo para turbinas, N_T. Para una descarga de 2400 m^3/s la cota de la superficie del agua es 318 m s.n.m., luego la cota mínima del embalse que asegura la eficiente operación de las turbinas es:

$$N_T = N_{Q_{2400}} + H_T = 318 + 58 = 376 msnm$$

De la Figura 9.1 se obtiene para esta cota de 376 un volumen de 16.000 Hm^3 (VT). En este caso, de dicho volumen de agua no se puede disponer para consumo.

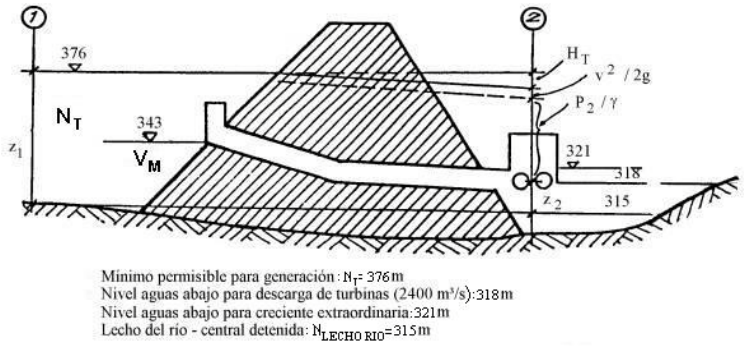


Figura 9.4 Nivel mínimo para turbinas

Calculando el volumen de embalse de operación o volumen de útil, V_U, mediante el diagrama de Rippl, se superpone en los períodos críticos las diferentes demandas posibles y se obtiene una primera aproximación a la situación de la sequía histórica máxima, la cual se presenta en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2 Volúmenes útiles o de operación de embalse para diferentes demandas

Demanda posible (Hm^3/año)	**Volumen de operación, V_U (Hm^3)**
15.000	2.000
18.000	5.500
20.000	10.500

Para una demanda calculada de 14288 Hm^3/año se toma un volumen útil o de operación de:

$$V_U = 2000 Hm^3$$

$$V_T + V_U = 16000 + 2000 = 18000 Hm^3$$

Del gráfico de cota/volumen (Figura 9.1) se tiene para un volumen de 18000Hm^3 una cota de: 378 m s.n.m.; N_U = 378 m s.n.m.
Para el cálculo del volumen de Crecidas, V_C, se siguen los lineamientos de los capítulos 4 - 5 y se determina la creciente del proyecto para un período de retorno, T_R, de 1000 años o la creciente máxima probable, CMP, cuyo resultado corresponde a un volumen de 2343 Hm^3. Con este volumen, se define el volumen de crecidas, V_C, y el respectivo nivel máximo 18000 + 2343 = 20343 Hm^3, para ese volumen (Figura.9.1), Nc= 381.5 m s.n.m. Fijando el embalse en el

nivel máximo, y transitando nuevamente la creciente, se obtiene un volumen de: 20343 + 2343 = 22686 Hm^3 que corresponde a una cota (NE) de 385 m s.n.m.

Cálculo del borde libre:
Altura de las olas
$h_1 = 0.03227\ (V.F)^{1/2}$
V= 100 km/h
F = 60 km
$h_1 = (0{,}03227)\ (100.60)^{1/2} = 2.50$ m
Sobre-elevación de la superficie libre del embalse:
$hm = 20000.10^6 / 825.10^6 = 24$m
$h_2 = (100)^2 . (60)/ (62000) . (24) = 0.40$ m
$h_3 = (0.6) . (2.50) = 1.50$ m
BL = (2.50 + 0.40 + 1.50) = 4.40 m
Se considera BL = 4.50 m

La cota de coronamiento de la presa es: 385 + 4.50 = 389.50 m s.n.m.

Finalmente, la altura preliminar será:

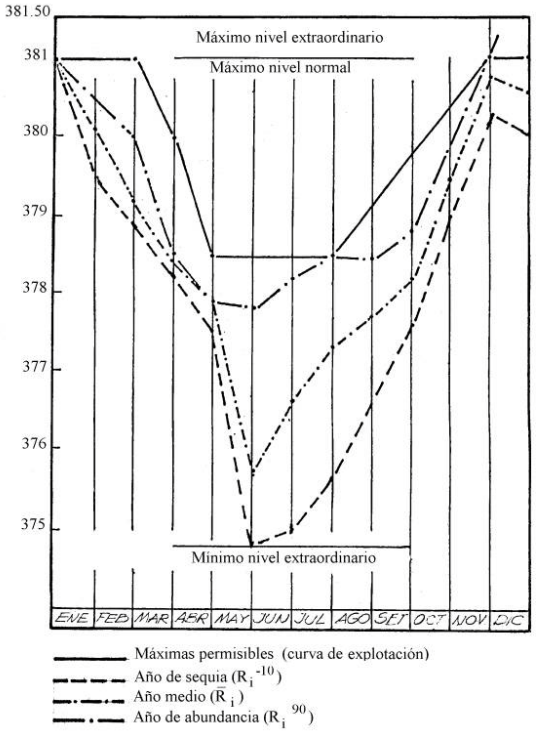
$$N_{CORONA} - N_{LECHO} = 389.50 - 315 = 74.50m$$

Tabla 9.3 Resumen de niveles para los correspondientes volúmenes del embalse

Descripción	**Cota** ∇ (msnm)	**Volumen Total (Hm^3)**
Lecho del río, $N_{LECHO\ RÍO}$	315	0
Base de las tomas, N_M	346	2150
Nivel mínimo admisible, N_T	376	16000
Nivel mínimo normal, N_U	378	18000
Nivel máximo normal, N_c	381.50	20343
Nivel máximo extraordinario, N_E	385	22686
Nivel de coronamiento, N_{CORONA}	389.50	

9.3 ALTURA DEFINITIVA Y NORMAS DE OPERACIÓN

Finalizado el diseño preliminar se debe hacer una simulación a nivel mensual de la operación de la presa durante un período crítico para verificar su funcionamiento. Para esto se hace una tabla de embalse y desembalse. En esta simulación se puede suponer la ocurrencia de un período crítico histórico o se pueden considerar años generados estadísticamente (capítulo 5). La Figura 9.5 muestra un caso teórico de normas de operación para el ejemplo 9.1 considerando situaciones de años secos, medios y abundantes. y simulando estas situaciones con un modelo de tránsito de crecidas como la rutina del HEC-1 o del HMS que se ilustra en el CD.



.

Figura 9.5 Variación del nivel de un embalse

9.4 TRÁNSITO DE CRECIENTES EN EMBALSES

El tránsito de crecientes se refiere a tratar de comprender como evoluciona un hidrograma de creciente a medida que discurre a lo largo del embalse. Suponiendo que en el extremo de un canal seco se arroja un volumen de agua (Figura 9.6), el pequeño hidrograma generado será inicialmente más alto y de menor duración (posición A del esquema) y, a medida que avanza, el mismo volumen pasará por los puntos B y C con un hidrograma cada vez más aplanado. Se supone que no existe pérdida de volumen (por infiltración y evaporación), de modo que el área comprendida bajo los tres hidrogramas será idéntica.

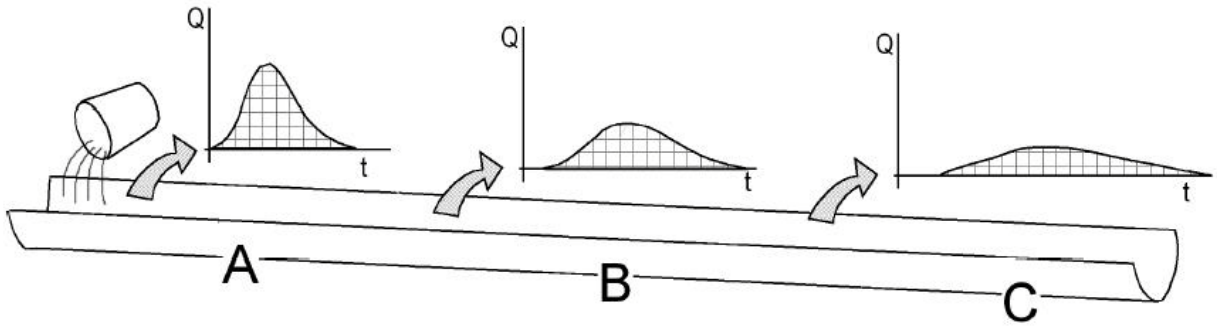


Figura 9..6. Tránsito de un hidrograma.

Calcular el tránsito de una creciente es obtener el hidrograma de la creciente del punto C a partir del hidrograma del punto A. En el caso del embalse (Figura 9.7), un aumento en el caudal de entrada producirá un incremento en el caudal de salida, pero amortiguado por el agua embalsada. Si en el caudal de entrada (I) se produjera un hidrograma similar al de la figura 9.6A, en el caudal de salida (Q) se produciría un hidrograma similar a la figura 9.6B ó 9.6C

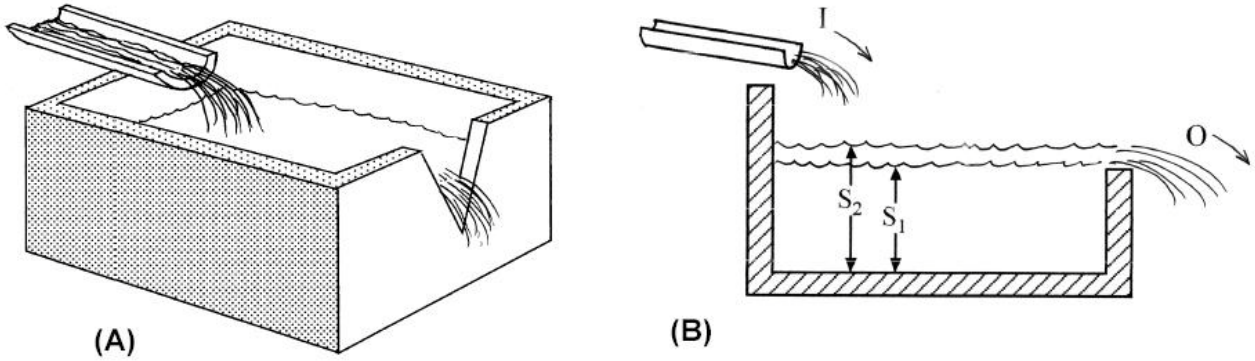


Figura 9.7 Esquema de embalse

Para efectuar estos cálculos, existen diferentes procedimientos que se agrupan en dos categorías: métodos hidrológicos y métodos hidráulicos. En este caso se usan los métodos hidrológicos que se describen en el capítulo 8.
Como en el caso de los embalses a nivel (superficie horizontal) no hay el almacenamiento de cuña, existe una sóla relación h/Q y el hidrograma de descarga no se desplaza como el de la figura 8.1. La Figura 9.9, muestra el caso del tránsito de una creciente por un embalse donde existe sólo atenuación.

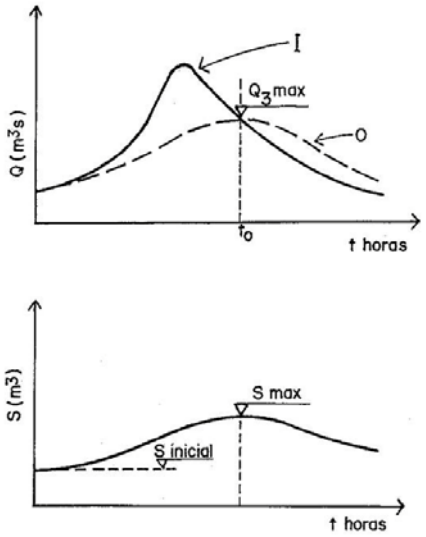


Figura 9.8 Relaciones de caudal de ingreso (I), caudal de salida (Q) y almacenamiento de embalse

Como se muestra en la figura 9.8 el caudal máximo de salida ($Q_{máx}$) coincide con el almacenamiento o nivel máximo del embalse y el punto de inflexión se produce en algún punto de la rama descendente del hidrograma de entrada.

Las ecuaciones básicas son las que se desarrollan en el capítulo 8 "Métodos hidrológicos", es decir, basadas en la ecuación de continuidad (ecuación 8.1). Partiendo de la ecuación 8.2 y reordenando los términos en forma tal que los conocidos se ubiquen a la izquierda y los desconocidos a la derecha se tiene:

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2)\cdot dt + \left(S_1 - \frac{1}{2}Q_1 \cdot dt\right) = \left(S_2 + \frac{1}{2}Q_2 \cdot dt\right) \qquad (9.8)$$

Donde: I_1 es el caudal medio de ingreso al embalse en el tiempo 1.
I_2 es el caudal medio de ingreso al embalse en el tiempo 2.
S_1 es el almacenamiento en el tiempo 1.
S_2 es el almacenamiento en el tiempo 1.
Q_1 es el caudal medio de salida del embalse en el tiempo 1.
Q_2 es el caudal medio de salida del embalse en el tiempo 2.

I_1 e I_2 se conocen para cualquier tiempo por ser datos del hidrograma de entrada; S_1 y Q_1, también se conocen para el tiempo 1. Las incógnitas son Q_2 y S_2, que son valores para el tiempo 2. La ecuación 9.8 tiene dos incógnitas (S_2y Q_2), luego su solución requiere de una segunda ecuación.
En el tránsito de ondas en embalses a nivel se considera sólo una relación volumen/descarga considerada como una segunda ecuación. Suponiendo que la descarga (Q) es función sólo del almacenamiento se obtiene de las relaciones cota/descarga y cota/volumen que:

$$S = K \cdot Q \qquad (9.9)$$

Las ecuaciones 9.8 y 9.9, son básicas para el diseño de un embalse. La relación cota/descarga se obtiene del prediseño de descargadores y vertedero ($Q = C\ H^n$), y la relación cota/volumen de la curva de la capacidad del embalse en función de cotas. Esta última relación se conoce de los estudios hidráulicos de la presa.
Partiendo de estos conceptos, la Figura 9.9 ilustra las dos relaciones y el cálculo de la relación final – Volumen/descarga.

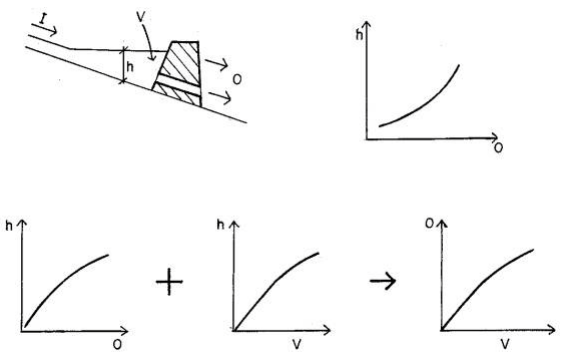


Figura 9.9 Relaciones cota (h), descarga (Q) y volumen – descarga (Q, V)

Donde I es el caudal de ingreso.
Q es el caudal de descarga.
h es la cota de la superficie del embalse.
V es el volumen (o almacenamiento) del embalse.

El método numérico manual más usado es el implícito que soluciona la ecuación 9.8 y la relación volumen/descarga. En el CD se presenta un ejemplo de este cálculo.

De los métodos hidrológicos desarrollados en el capítulo 8, el Puls modificado (P.M.) y el tránsito por almacenamiento se usan en la modelación matemática. La ecuación de trabajo del Puls Modificado, P.M., se obtiene de la ecuación 9.8 dividiendo por dt, sumando y restando el término Q_1 y reordenando, queda:

$$\left(\frac{S_2}{dt}+\frac{Q_2}{2}\right)=\left(\frac{S_1}{dt}+\frac{Q_1}{2}\right)-Q_1+\left(\frac{I_1+I_2}{2}\right) \qquad (9.10)$$

Esta ecuación se resuelve por ensayo y error del miembro de la izquierda. (ASCE, 1997)

9.5 MODELOS

Existen muchos modelos que simulan las operaciones de los embalses y entre ellos, los principales que se encuentran a disposición son: HEC-1 y HMS; HEC–ResSim (Reservoir System Simulation) Dambrk; Breach; FLdwav, Hec-RAS.

a. Modelo HEC-1. Tiene una rutina de tránsito por embalses que trabaja con la ecuación de continuidad (ecuación 9.8) (un ejemplo en el CD). Este modelo fue superado por el HMS.
b. Modelo HEC-ResSim (Reservoir System Simulation). Este modelo, para simular operación de embalses, es de la serie de "new generation" del HEC. La última versión (software y el manual del usuario) se encuentra disponible en internet en la página del HEC (www.hec.usace.army.mil).
   - Modelación de la cuenca ("Watershed Setup"), el cual es una colección de datos asociados con un sistema particular de embalse bajo estudio.
   - Redes de embalses ("Reservoir Network") es un módulo que permite la posibilidad de simular diferentes operaciones y alternativas.
   - Simulación ("Simulation") es el módulo donde se genera la simulación del embalse.

   Este modelo permite obtener salidas en forma tabular o grafica.

c.- Modelo HEC-RAS versión 4.0 (marzo 2008) incluye opciones de rotura de presas y de terraplenes y márgenes (capítulo 8)

9.6 LAGUNAS DE LAMINACIÓN O AMORTIGUACIÓN

Las lagunas de laminación son almacenamientos temporales de agua en zonas de expansión adecuadas que traen beneficios a la red hidrográfica ubicada aguas abajo de las mismas. Estas forman parte de las intervenciones estructurales activas para la mitigación del riesgo hidraúlico que modifican el hidrograma de crecida disminuyendo el caudal pico. Sin embargo, son obras que se deben implementar con mucho cuidado debido al gran impacto, tanto hidrológico como ambiental, que generan en la cuenca durante y después de su construcción. Adicionalmente,

requieren la disponibilidad de porciones extensas de territorio, e implican el diseño y construcción de un conjunto de diferentes obras que requieren, a su vez, la disponibilidad de recursos.

Con respecto a su funcionamiento hidráulico, las lagunas de laminación se dividen en dos tipos: lagunas de derivación y lagunas en línea. El tipo de obra debe ser elegida después que se hayan especificado los objetivos a alcanzar en términos de atenuación del riesgo de inundaciones. Este último será evaluado a través del análisis de la cuenca hidrográfica aguas arriba que permita la estimación de los caudales involucrados, de las características del territorio que acoge la laguna y de la capacidad de evacuación de la red hidrográfica aguas abajo.

Lagunas de derivación

El funcionamiento de una laguna de laminación de derivación prevé que esta se realice en una depresión ubicada en áreas de expansión distintas del cauce principal, generalmente mediante la construcción de un sistema de contención (BETA Studio, 2002). El llenado del embalse y la descarga de las aguas se realiza a través de aliviaderos construidos en el mismo dique. Se aconseja construir una presa transversal para la estabilización del cauce con el fin de asegurar la altura del agua óptima de funcionamiento del aliviadero, permitiendo de este modo el control adecuado del caudal sin la introducción de elementos de regulación móviles.
En resumen, los principales elementos estructurales requeridos para la realización de este tipo de obra son:

- Dique de separación para dividir el cauce de la laguna
- Muro de contención que define el perímetro de la laguna;
- Aliviadero lateral para la desviación de los caudales de crecida;
- Canal de aporte entre el aliviadero y la laguna;
- Presa de regulación transversal al curso de agua, o presa de estabilización del cauce, para el correcto funcionamiento del aliviadero;
- Obra de descarga con aliviadero, eventualmente realizable en el coronamiento de la obra misma, para restituir al río el volumen que ya no puede ser almacenado;
- Eventuales diques de segmentación dotados de obras de vertido, para una mayor eficiencia de la laguna;
- Obras accesorias (adecuación temporaria o permanente de la viabilidad, adecuación de la red de drenaje).

Esta breve descripción ilustra sobre la necesidad de tres obras hidráulicas en hormigón armado e importantes diques de contención. Por otra parte, puede alcanzarse un elevado nivel de laminación y una elevada eficiencia de funcionamiento (Figura 9.10).

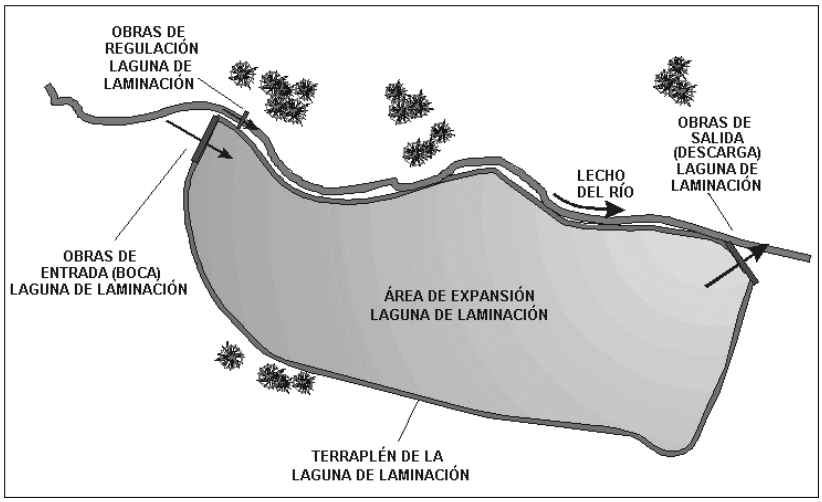


Figura 9.10 Laguna de laminación de derivación

Lagunas en línea.

La característica de las lagunas de laminación en línea (BETA Studio, 2002) es que pueden ser realizadas por medio de la construcción de una sóla obra hidráulica, o sea una presa de regulación transversal, y la eventual elevación de los terraplenes existentes en ambos lados del río para contener la sobre – elevación causada por la presa. El embalse se realiza por lo tanto dentro del cauce fluvial, en áreas de expansión de las aguas destinadas para frecuentes inundaciones. Si bien esta obra provoca menor impacto ambiental debe tenerse en cuenta que goza de una menor eficiencia hidráulica (Figura 9.11).

.

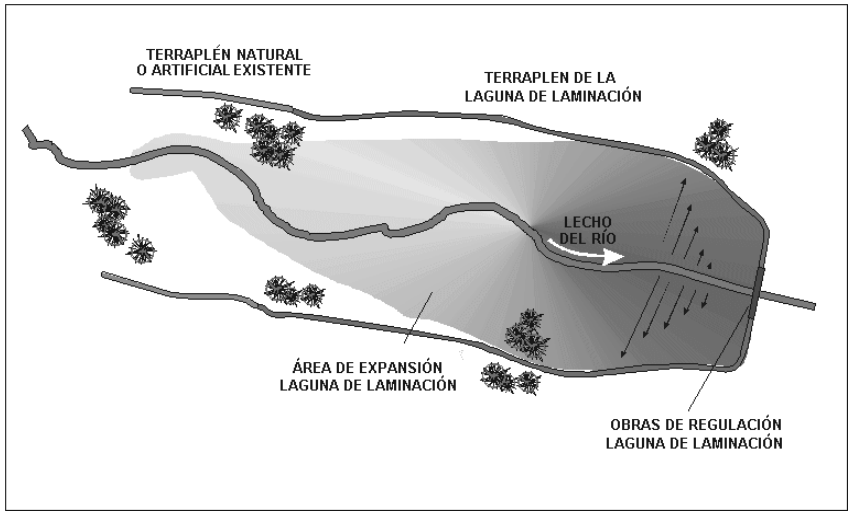


Figura 9.11 Laguna de laminación en línea

El Modelo HEC-RAS incluye el diseño de áreas de expansión (“Storage Area”).

Diseño preliminar

Las lagunas de laminación son obras de acumulación temporal de volúmenes de agua conformados por estructuras de entrada y salida, construidas en un río, con el fin de obtener una reducción en la magnitud de las inundaciones. El volumen almacenado se devuelve al cauce cuando sus condiciones hidrométricas dejen de ser peligrosas. Los factores que condicionan este fenómeno son la capacidad de la laguna, la configuración de las estructuras de alimentación y de drenaje.

La forma de la onda de creciente a la salida de una laguna de laminación en línea (Figura 9.12) resulta de la solución de la ecuación de continuidad escrita de la siguiente manera:

$$Q_i(t) - Q_o(t) = \frac{dW}{dt} \tag{9.11}$$

Donde $Q_i(t)$ es el caudal de entrada, $Q_o(t)$ el caudal de salida y W el volumen almacenado en un tempo t. cuando el caudal de salida es inferior al de entrada, la laguna de laminación se llena progresivamente, hasta un tiempo, t^*, después del cual se invierte la situación y esta comienza a vaciarse. El área comprendida entre los hidrogramas en el intervalo de tiempo de 0 a t^*, es igual al volumen total almacenado:

$$W = \int_0^{t^*} (Q_i(t) - Q_o(t)) \cdot dt \tag{9.12}$$

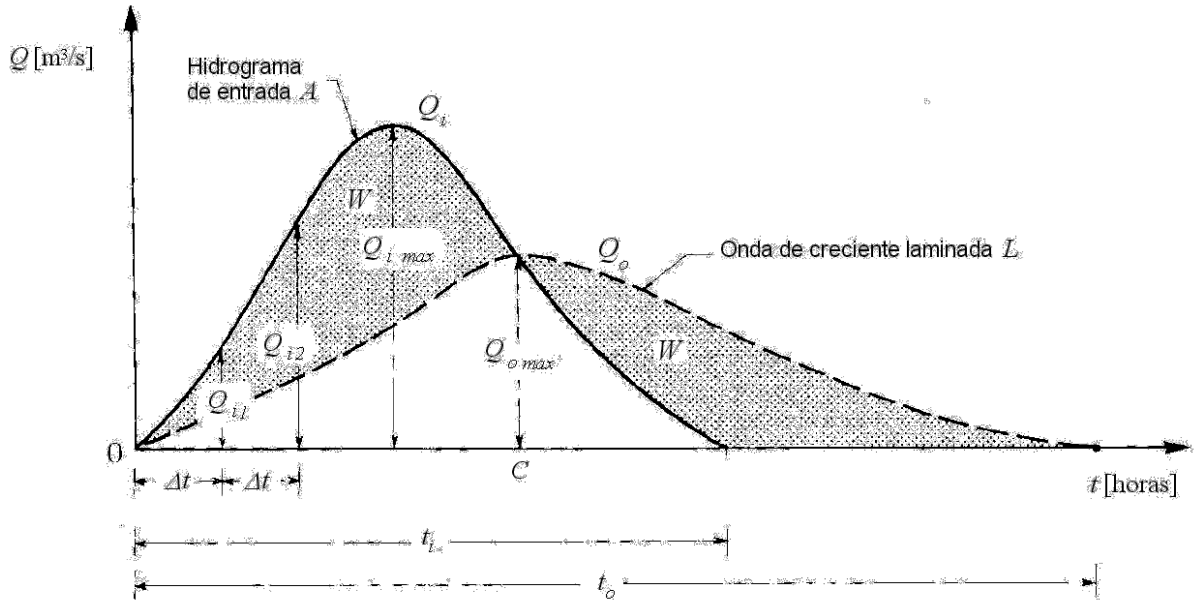


Figura 9.12 - Reconstrucción del hidrograma de creciente de salida de la laguna de laminación.

Si aguas abajo de la obra no se consiente la salida de un caudal superior a un umbral prefijado, Q_v^*, el volumen de la laguna de laminación debe ser tal de abatir el pico de la onda decreciente de la onda entrante hasta un valor de $Q_v^* = Q_{0_\max}$. El volumen, W, es entonces el que se requiere para reducir el caudal pico máximo, Q_{i_max}, al valor de Q_{o_max}. Existen expresiones necesarias en la operación de estas estructuras que relacionan dichos caudales, tales como el

coeficiente de laminación y eficiencia de la laguna de laminación, definidos respectivamente de la siguiente manera:

$$\eta = \frac{Q_{max_o}}{Q_{max_i}} \qquad y \qquad \varepsilon = 1 - \frac{Q_{max_o}}{Q_{max_i}} \tag{9.13}$$

Por medio de la regulación de las estructuras de alimentación y drenaje con componentes móviles, es posible obtener el máximo rendimiento laminando el hidrograma al valor de Q_{max_o}, para cualquier onda de creciente entrante, definiendo una sola condición de desbordamiento.

Otros parámetros importantes en la operación de las lagunas de laminación, son *la relación de llenado* (η_R) que indica el porcentaje de uso eficaz de la misma, y, tiempo de desfase (t) que determina la diferencia entre el pico de la onda de salida y de entrada, así:

$$\eta_R = \frac{W_{inv}}{W} \qquad y \qquad t = t_o - t_i \tag{9.14}$$

El funcionamiento hidráulico de este tipo de intervención de acuerdo al período de retorno de la creciente se evidencia claramente en la Figura 9.13, en la que se presenta el caso de una laguna en línea diseñada para un T_R= 100 años. Se nota inmediatamente como la optimización de la laguna, desde el punto de vista del volumen de almacenado, no implica la optimización automática en los términos de eficiencia. Resulta evidente que la máxima eficiencia se presenta para eventos de creciente cincuentenarios, disminuye para un evento centenario. De la misma figura, se observa que el 83% y el 100% del volumen se usan para los eventos con períodos de retorno de 50 y 100 años, respectivamente. De este ejemplo, se concluye que la eficiencia máxima de una laguna de laminación se obtiene para los eventos con períodos de retorno menores a el de diseño y que su uso será cada vez más parcial a medida que la creciente sea menor, es decir, eventos correspondientes a bajos períodos de retorno. Así mismo, se evidencia la necesidad de analizar durante la etapa de diseño, el comportamiento de la laguna de laminación frente a eventos con diferentes formas del hidrograma entrante, $Q_i(t)$, períodos de retorno y probabilidades de ocurrencia.

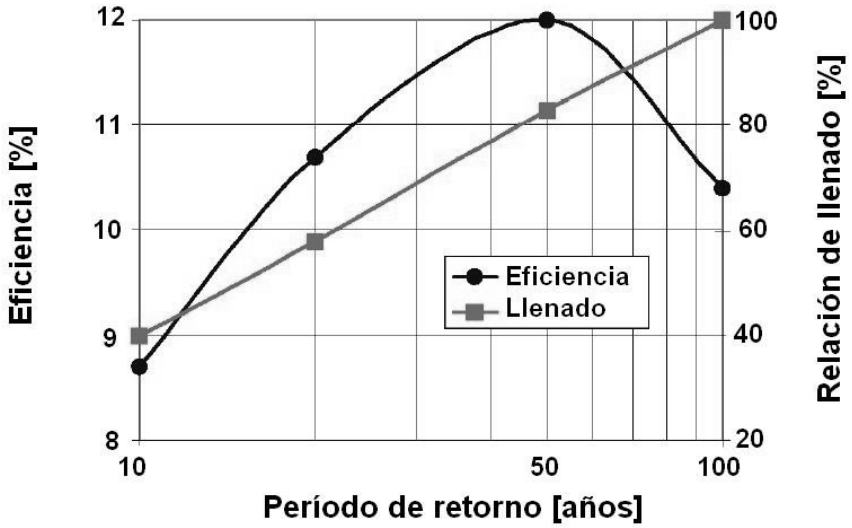


Figura 9.13 Tendencia de eficiencia, η, y de relación de llenado, ε, en función del período de retorno (Maione, 2002)

Aspectos ambientales y sociales

La realización de un área de laminación requiere, como ya se ha dicho, la disponibilidad de porciones extensas de territorio, frecuentemente ubicadas en áreas destinadas para la agricultura, puede incidir por lo tanto, en manera considerable sobre la realidad social de la zona. Cabe mencionar que, dado que el territorio a defender coincide casi siempre con áreas de elevado grado de urbanización, la ubicación de dicha área se sitúa aguas arriba de éstas, mientras que donde la presencia de asentamientos de viviendas o de industrias es limitada las problemáticas hidráulicas no resultan ser evidentes.

El sacrificio, en términos de limitación del recurso suelo, se solicita a poblaciones que generalmente no disfrutan de sus beneficios, lo cual causa roces entre las Administraciones locales. Tal criticidad deberá ser compensada mediante la planificación de oportunas disposiciones tendientes a asegurar positivas relaciones de coexistencia (ejemplo: indemnización por el área ocupada). En el caso en que el área no sea clasificada como productiva, es aconsejable, ya en la fase de diseño, prever su transformación en área recreativa, a beneficio de la Administración Municipal. La destinación agrícola del área traerá como consecuencia que se garantice la posibilidad de seguimiento de las actividades productivas, no sólo cuando la obra esté en funcionamiento, sino también durante las fases de realización de la misma, previendo los gravámenes debido a la ejecución de obras temporales (plenamente funcionales), tales como las rampas de paso que permiten el acceso, a través de los diques, a las áreas que de lo contrario serían obstaculizadas.

La presencia de los terraplenes de protección crea una modificación de la red de drenaje local, tanto dentro del perímetro externo como a lo largo del mismo, la cual debe ser evaluada en el proyecto.

Si la laguna de laminación se encuentra en un área normalmente no afectada por inundaciones y donde el terreno sea muy permeable, será necesario tener en cuenta una posible interacción entre

las aguas de avenida con el acuífero subterráneo analizando el grado de contaminación de las aguas de origen fluvial y evaluando su compatibilidad con las funciones del acuífero.

La construcción de los diques de protección que delimitan la laguna requiere la excavación y la movilización de grandes cantidades de material, con un considerable impacto sobre la viabilidad local (aumento del tráfico e interrupciones de carreteras). El mantenimiento de las vías de comunicación es uno de los aspectos más críticos del proyecto; por eso el acceso al sitio de las obras deberá organizarse estableciendo, dentro de lo posible, rutas alternativas al público, de manera de reducir el impacto sobre la movilidad local.

Análisis de costos - beneficio

En la planificación y el diseño de las medidas estructurales para la reducción del riesgo contra inundaciones, no sólo basta tener en cuenta el aspecto hidráulico de las obras, sino también la realización de un análisis de costo-beneficio, la comparación de alternativas de solución, la cuantificación y la inclusión de los costos de las obras y los daños ocasionados por el uso de las mismas, con el fin de cuantificar los daños a los cuales se encuentra sometido un territorio a riesgo de crecientes. Los daños causados por inundaciones se pueden clasificar en:

- Tangibles o aquellos que pueden ser cuantificables, desde el punto de vista económico, dentro de un ámbito espacial y un tiempo definido. A su vez éstos, se clasifican en directos (causados por el contacto con el agua) e indirectos (causados por la interrupción o destrucción de actividades como consecuencia de los daños directos).
- Intangibles o aquellos que no pueden ser cuantificables, tales como daños psicológicos, pérdidas de vida, salud de la población, etc.

La evaluación de los daños sirve como soporte en la toma de decisiones en numerosas aplicaciones, como la planificación del territorio y el diseño de las medidas estructurales para la mitigación del riesgo. Existen dos métodos para calcular los daños producidos por una inundación (Fattorelli et al., 2004):

- Cálculo de los daños a posteriori, después de eventos reales ocurridos en el pasado (daño real).
- Cálculo de los daños a priori, basado en el valor del daño esperado para eventos con determinada probabilidad de ocurrencia.

El cálculo de los daños *a posteriori*, es un análisis aparentemente conservador, con limitaciones ligadas sobre todo a la dificultad de registrar y cuantificar los daños producidos por la inundación. Dado que la adopción de las medidas para la mitigación del riesgo no es normalmente posible evaluando eventos aislados, la probabilidad de ocurrencia obtenida con este método frecuentemente es inadecuada para el diseño de las obras de protección contra eventos de alta intensidad. Además, en las áreas susceptibles no siempre pueden ser previamente verificados eventos de considerable intensidad con documentación apropiada de los efectos producidos, lo que dificulta la aplicación de este método.

El cálculo de los daños *a priori*, es un método que se ha adoptado en los últimos años debido a que no supone que el evento extremo haya ocurrido, lo cual le permite ser aplicado en cualquier área, pudiendo verificar y comparar el impacto de diferentes alternativas de solución. Sin embargo, es un método no estandarizado que requiere un alto grado de especialización. El análisis *a posteriori* se puede usar como calibración de la simulación numérica de la estimación

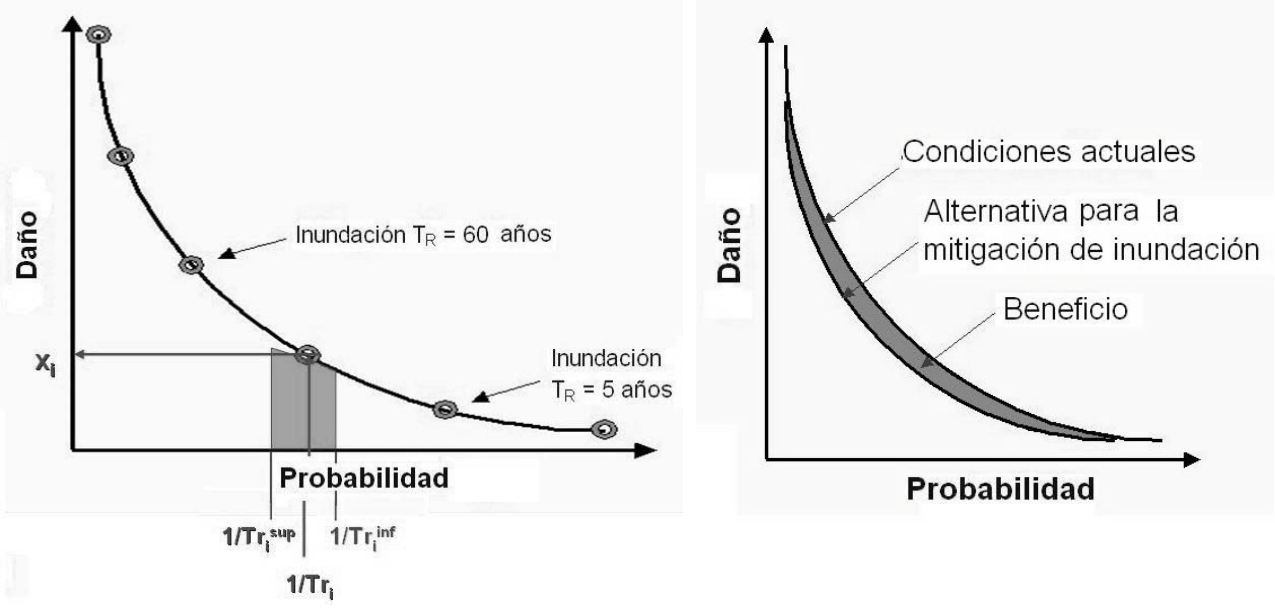
de los daños de inundaciones obtenidos a partir de este método. La estimación de los daños por inundación *a priori*, se efectúa determinando el valor del daño medio anual (*Expected Annual Damaged, EAD*) o daño que se espera ocurra anualmente, el cual para efectos de cálculo corresponde a una serie uniforme de pérdidas anuales estimadas que se producirían durante el período de análisis.

El modelo propuesto cuantifica estos daños mediante las funciones de daño o curvas de vulnerabilidad, las cuales relacionan a cada tipo de bienes en riesgo, la variación hidráulica y el porcentaje de daño esperado. En la literatura existe una amplia gamma de curvas de vulnerabilidad típicamente obtenidas mediante levantamientos post-inundación o criterios de diferentes categorías de daño dados por expertos. Dichas curvas consideran generalmente como única variable hidráulica la altura de agua (h), aunque en algunas categorías de daños son importantes también otros parámetros hidráulicos, como la velocidad del agua (v) y el tiempo de residencia (t), (Fattorelli y Frank, 2005).

Simulando diferentes eventos se obtiene la curva daño-probabilidad de excedencia (Figura 9.14a) e integrándola es posible calcular el valor medio anual del daño:

$$E[X] = \sum_{i=1}^{N} x_i \cdot \left(\frac{1}{T_{R_i}^{Inf}} - \frac{1}{T_{R_i}^{Sup}} \right) \tag{9.15}$$

A partir de una comparación de las diversas alternativas, basados en el análisis de costo-beneficio, se selecciona la alternativa óptima para la mitigación del riesgo contra inundaciones (Figura 9.14b).



(a) (b)

Figura 9.14. - Curva daño –probabilidad de excedencia a) una alternativa b) comparación.

Caso de estudio: Río Agno-Guà (Trissino, Italia)

En el río Agno-Guà, se encuentra en fase de realización (BETA Studio srl, 2005) dos lagunas de laminación en serie que aprovechan un área particularmente deprimida aguas abajo de la población de Trissino, Región del Veneto (Italia) que por su morfología es óptima para la laminación de las crecientes. Se trata de una zona de inundación que se originó tras la rotura de un dique en los años 1905 y 1907. La laguna de laminación de aguas arriba presenta un área de 60 ha y un volumen disponible de 2.7 millones de m^3, mientras que la de aguas abajo presenta un área de 23 ha y un volumen disponible de 800.000 m^3 (Figura 9.15). La laguna aguas arriba se encuentra dividida en dos porciones: una laguna de laminación "en línea" con un volumen embalsado aproximadamente de 700.000 m^3 conectados a través de un vertedero lateral (Figura 9.16) a una laguna de laminación "en derivación" con un volumen embalsado alrededor de 2.0 millones de m^3.

El factor crítico de esta cuenca es el aumento de los caudales de máxima creciente, debido al continuo desarrollo urbano que ha determinado una insuficiencia del sistema de defensa aguas abajo por períodos de retorno superiores a 35 años. El objetivo de las lagunas de laminación es lograr la reducción del caudal máximo de aproximadamente 100 m^3/s y, en consecuencia, poner el sistema de defensa en seguridad hidráulica hasta 200 años.

El dimensionamiento de las obras y la comprobación de los efectos producidos por la presencia de las dos lagunas de laminación, se realizó luego de un adecuado análisis hidrológico, con el cual se determinó el caudal máximo de creciente para diferentes períodos de retorno del tramo de interés de la intervención propuesta y en las secciones del río aguas debajo de la obra en proyecto. Para la determinación de los hidrogramas de creciente se utilizó el modelo matemático de precipitación-escorrentía HEC-HMS que permite una evaluación indirecta de las crecientes basados en las precipitaciones, observada o de proyecto, de las cuales se originaron. Las intervenciones se proyectaron y se verificaron mediante el uso de eventos con precipitaciones de diferentes duraciones (12, 15 y 24 horas). Posteriormente, se realizó un análisis hidráulico a través de un modelo mono-bidimensional SOBEK que permitió estimar los efectos de las obras de laminación en la cuenca de Trissino en la reducción de la probabilidad de inundación en el tramo de valle del río Agno-Guà.

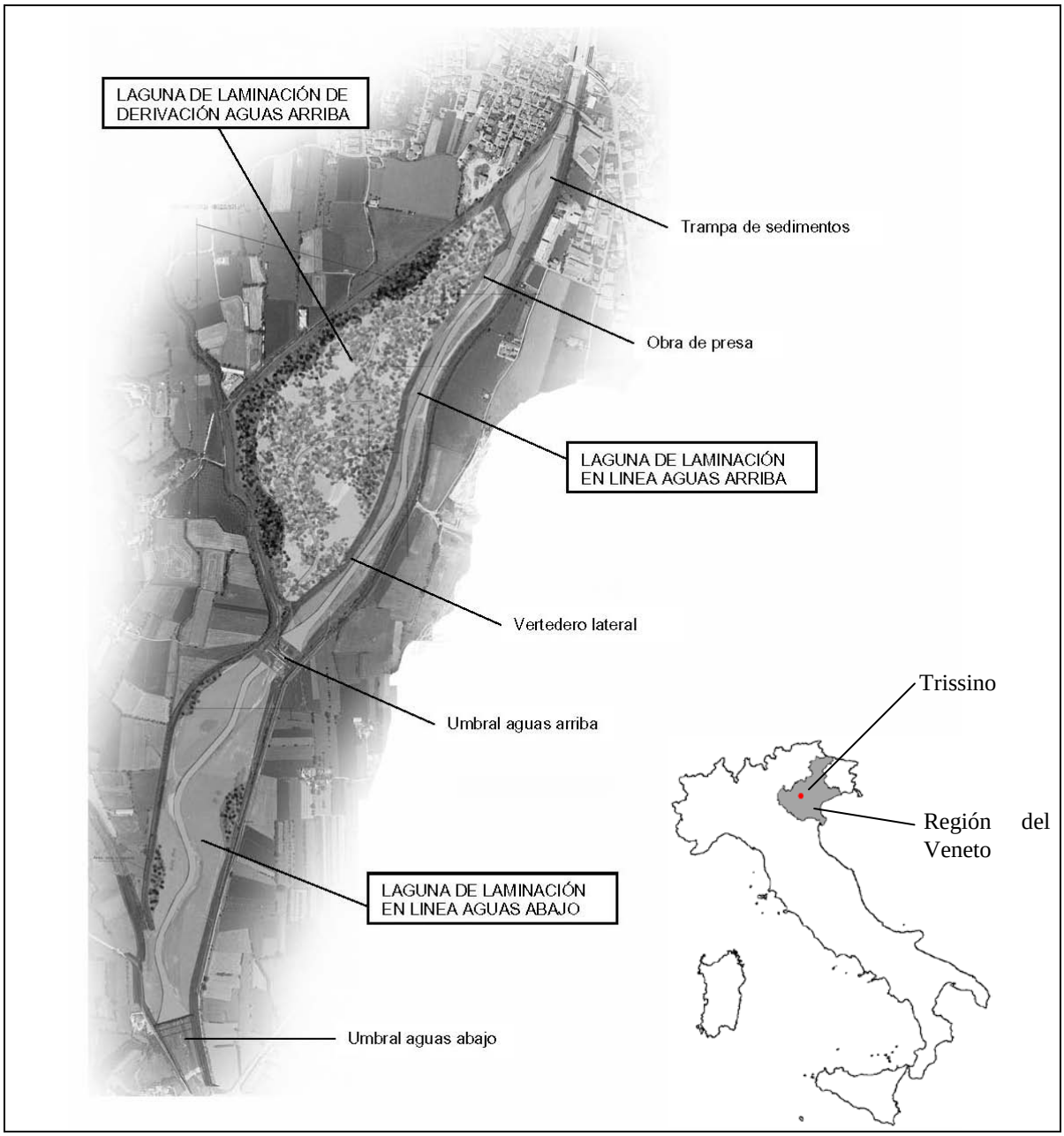
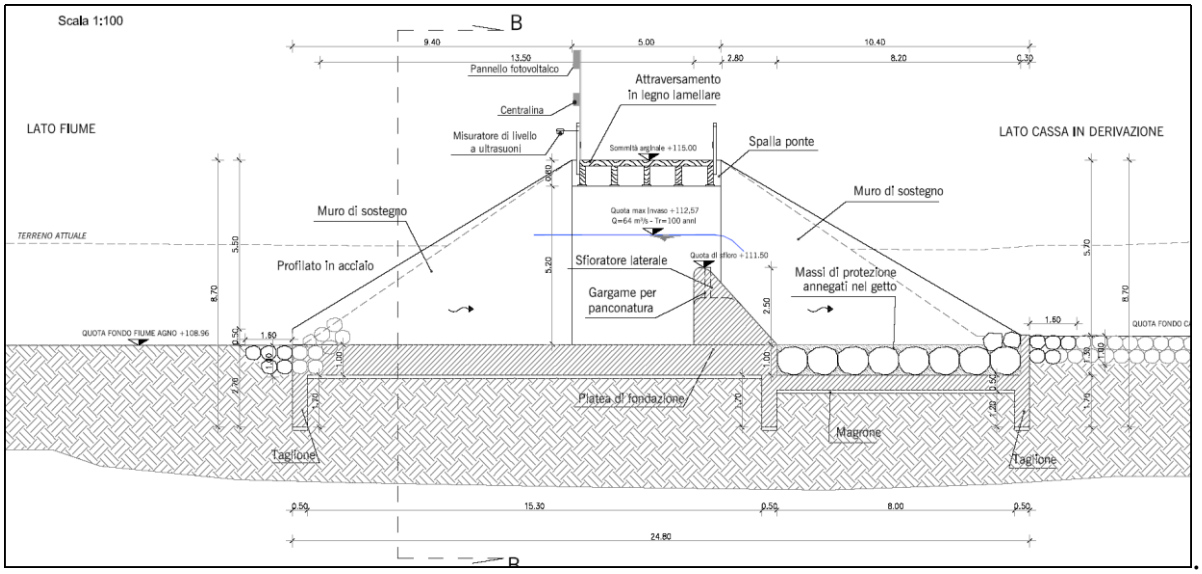


Figura 9.15. Lagunas de laminación en serie en la población de Trissino (Italia).

A la salida de las lagunas en línea se colocaron dos umbrales de 5 y 6 m de altura, respectivamente. Estas obras transversales son estructuras de contención en hormigón, puestas normalmente en el eje del lecho y dotadas de amplias luces de fondo (4.50x2.20 m²), de tal manera de no interferir con el flujo normal de la corriente en régimen hidrológico de aguas bajas (Figura 9.17).

A aguas abajo de cada umbral se prevé la construcción de escalones para la disipación del resalto hidráulico producido. La definición de las dimensiones y el número de descargas de fondo, se efectuó mediante un modelo físico con miras a la optimización de los efectos a garantizar por las obras en proyecto.



.

Figura 9.16. Sección transversal del vertedero de alimentación de la laguna de laminación aguas arriba.

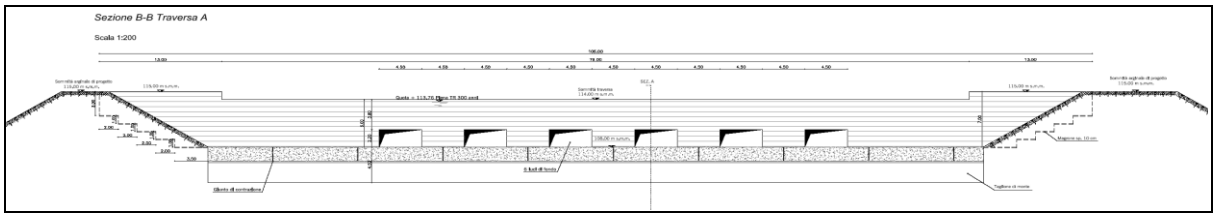


Figura 9.17. Vista desde aguas abajo del umbral a la salida de la laguna de aguas arriba.

En el tramo inicial del río, aguas abajo del puente de Trissino, se realizará un ensanchamiento de la sección que sirve como una trampa de sedimentos, la cual debe mantenerse limpia mediante remoción periódica del material depositado. El proyecto pretende excavar el cauce y las lagunas de 3-4 m respecto al estado actual que, fuera de tener los volúmenes necesarios para la laminación, permite reducir la cota hidrométrica (respecto al terreno externo) y bajar y alargar las coronas de los diques aumentando el grado de seguridad de las áreas aledañas y disminuir el impacto ambiental de los diques existentes.

Efectuando el análisis de costo-beneficio se calculó el beneficio medio anual esperado después de la realización de la intervención, como la diferencia entre el daño ocasionado por inundación y el daño residuo (ver la Figura 9.14b). Dicho beneficio, igual a 620.000 €, permite recuperar la inversión en aproximadamente 36 años, considerando una tasa de interés del 5%.

El tipo de laguna propuesta en la zona de aguas arriba (en derivación) es hidráulicamente compatible con las intervenciones de reforestación. Por tal motivo, se pudieron considerar intervenciones de gran valor medioambiental con el fin de recrear una amplia variedad de hábitat que pueda enriquecer la biodiversidad faunística aumentando el valor del paisaje y las oportunidades recreativas ofrecidas por el sitio. Para este propósito, se consideraron obras de derivación de agua hacia la laguna lateral, de tal manera de crear una zona húmeda con funciones tanto ambientales como de recarga de acuíferos (Figura 9.15).

10

Modelos de Rotura de Presas

Terraplenes y Márgenes

Las crecientes producidas por roturas de diques (naturales o artificiales) pueden llegar a generar valores máximos (picos de crecientes) mucho mayores que las crecientes naturales debidas a lluvias o a fusión de nieves o a la simultaneidad de estos dos factores. Durante los últimos 100 años han ocurrido en diversos ríos del mundo, fallas de diques construidos o la rotura de diques naturales formados por avances de lenguas glaciarias, deslizamiento de laderas o avalanchas.
Debido a los grandes riesgos que involucra la falla de una presa para todo aquello localizado aguas abajo, internacionalmente se exige, al construir una nueva presa, un estudio de simulación matemática que prevea las condiciones físicas en las que se puede producir una falla y las consecuencias que la misma tendría en el río, en sus márgenes y/o planicies inundables.
La rotura de presas es frecuentemente causada por sobrepaso de la creciente producida por fuertes lluvias y/o fusión nival, relacionada con el diseño inadecuado del vertedero o con reglas de operación mal establecidas o que no se cumplen. Los defectos de fundación, la tubificación y los sismos son otras causas importantes de falla. Es por ello que los organismos reguladores de seguridad de presas deben obligar a los responsables de las mismas, a realizar estudios de seguridad de presas en el marco de definir las cotas máximas del lago y descargas máximas del vertedero bajo condiciones extremas de la Creciente Máxima Probable.
La seguridad de presas es un problema que supera el aspecto técnico para incursionar tanto en asuntos legales, sociales y económicos como administrativos, en lo referente a su correcta operación. En la Tabla 10.1 se presentan los antecedentes históricos de roturas o fallas de algunos diques en el mundo según el tipo de presas.

Tabla 10.1 Fallas de diques artificiales (Costa, 1985)

Nombre	**Fecha de falla**	**Tipo de dique**	**Altura (m)**	**Volumen (m^3 x 10^6)**	**Descarga pico (m^3/s)**
1.Bradfield Dam, Engly	Marzo 11,1864	Tierra	29,0	3,2	1130
2.Mill River, Mass	Mayo 16,1874	Tierra y mamposteria (masonry)	13,1	2,5	1645
3.South Fork (Johnswn)Penn	Mayo 31,1889	Tierra y Enrocado	22,0	14,2	5700-8500
4.Austin Tex	Abril 7,1900	Mampostería de gravedad (Masonry gravity)	20,7	?	6684
5.Hatchtoen,Utah	Mayo 25,1914	Enrocado	15,9	16,8	3100-7000
6.Davis Reservoir, California	1914	Tierra	11,9	58	510
7.Goose Creek, South Carol	1916	Tierra	6,1	10,6	566
8.Schaeffer,Colo.	Junio 5,1921	Tierra	27,4	4,4	4300-4900
9.Apishapa,Colo	Agosto.22,1923	Tierra	32,0	2,8	6853
10.French Lying,Mich	Abril 13,1925	Tierra con recubrimiento en roca	8,5	?	929
11.St.Francis,Calif.	Marzo 12,1928	Concreto	56,4	47,1	12744-19824
12.Castlewood,Colo	Agosto.3,1933	Enrocado	21,3	6,2	3568

Nombre	Fecha de falla	Tipo de dique	Altura (m)	Volumen (m^3 x 10^6)	Descarga pico (m^3/s)
13.Fred Burr. Mont	1948	Tierra	10,4	0,75	654
14.Frenchman Creek, Mont	Abril 15,1952	Tierra	12,5	21,0	1416
15.Malpasset,France	Diciembre.2,1959	Arco de Concreto	61,0	22,0	28320
16.Oros, Brazil	Marzo 26,1960	Tierra	35,4	703	9629
17.Little Deer Creek Utah	Junio 16,1963	Tierra	21,3	1,2	1331
18.Baldwin Hills Calif.	Diciembre.23,1963	Tierra	18,0	0,91	991
19.Swift,Mont.	Junio 8,1964	Enrocado	47,9	42,3	24950
20.Lower Two Medicine, Mont	Junio 8,1964	Tierra	11,0	25,8	1798
21.Hell Hole, Calif.	Diciembre.23,1964	Enrocado	30,5	30,6	8780
22.Buffalo Creek West Va.	Febrero.26,1972	Residuos de carbón	14,0	0,5	1416
23.Teton, Idaho	Junio 5,1976	Tierra	83,8	311	65136
24.Laurel Run,Penn.	Julio 20,1977	Tierra	12,8	0,38	1048
25.Otto Run,Penn	Julio 20,1977	Tierra	5,8	0,0074	60
26.South Fork tributary Penn	Julio 20,1977	Tierra	1,8	0,0038	122
27.North Branch tributary Penn	Julio 20,1977	Tierra	5,5	0,022	29,5
28.Kelly Barnes, Georgia	Noviembre.6,1977	Tierra sobre una armadura en roca	10,4	0,78	680
29.Lawn Lake,Colo	Julio 15,1982	Tierra	7,9	0,84	510
30.Cascade Lake,Colo	Julio 15,1982	Concreto	5,2	0,031	453
31.DMAD, Utah	Junio 6,1983	Tierra	8,8	19,7	793
32.Baldwin Hills	1963	Tierra	18,8	1	1132
33.Bullock Draw	1971	Tierra	5,8	1	----
34.Cartlewood	1933	Enrocado	21,4	4	3566
35.Enclides DAM	1977	Tierra	53,0	14	----
36.Frankfurt	1977	Tierra	9,8	----	----
37.Hebron	1914	Tierra	11,6	----	----
38.Horse Creek	1914	Tierra con placa hormigón	12,2	21	----
39.Sandy Run	1977	Tierra	85,4	----	433
40.Weatland	1969	Tierra	13,7	----	----

La construcción de diques para crear embalses de aprovisionamiento de agua, ha sido una de las obras de ingeniería más antiguas. Históricamente, el Garawi a unos 32 km al sur del Cairo en Egipto, en Wadi, es uno de los diques – embalse más antiguos, data de 2900 años antes de Cristo construido en mampostería, de 11 m de alto y 107 m de largo, con una capacidad de 570.000 m^3 (Jansen, 1980). Los romanos que fueron los constructores de obras hidráulicas más geniales de la antigüedad (acueductos, sistemas de agua corriente y de cloacas, termas con provisión de agua fría y caliente), construyeron numerosos diques de enrocados a través de todo el imperio.

En Estados Unidos, el organismo encargado de vigilar la seguridad de las presas, es la USACE (United States Army Corps of Engineers) y la FERC (Federal Energy Regulatory Commissión). En una inspección de 8.639 presas, un tercio fueron declaradas "no seguras" (Costa, 1985). 82% fueron declaradas no seguras por tener un diseño inadecuado de la capacidad del vertedero (Jansen ,1980). Se reportan aproximadamente 2000 fallas de diques construidos por el hombre alrededor del mundo, desde el siglo XII. Se conocen además miles de fallas de diques naturales. Durante los últimos 100 años han ocurrido unas 200 fallas significativas de diques construidos, en los cuales 11.000 personas murieron. En diversos estudios realizados en Europa y USA, se han compilado importantes datos en relación al tipo de presas y causas de fallas, cuyos

resultados se presentan en las Figuras 10.1 y 10 .2.(International Commision on Large Dams, 1973)

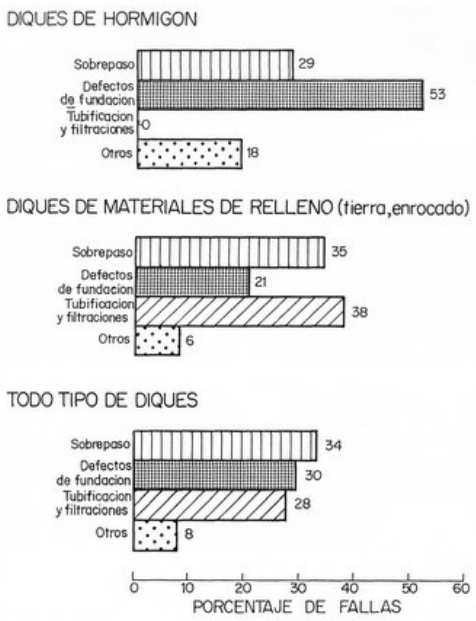


Figura .10.1 Causas de fallas de distintos tipos de diques de más de 15 metros de altura

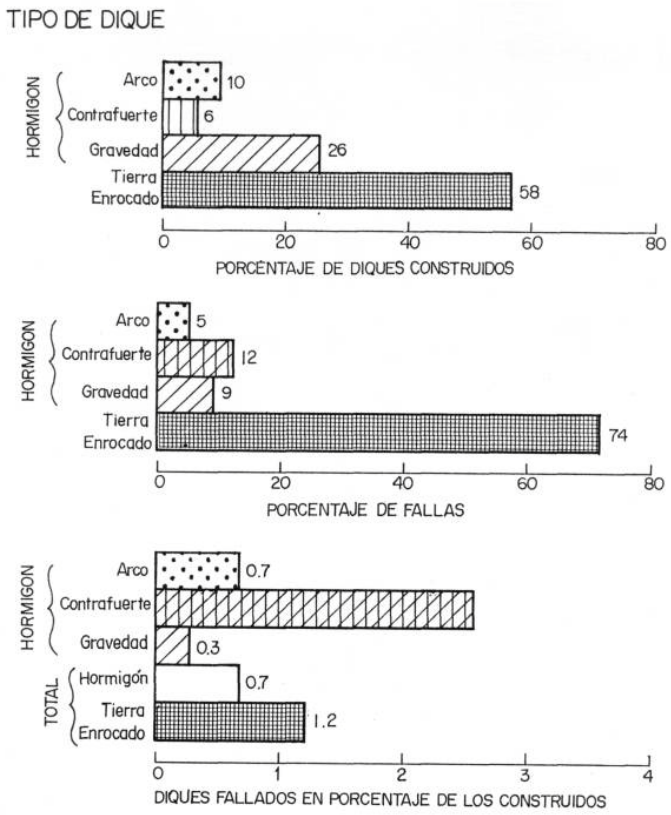


Figura 10.2 Gráficos que ilustran tipos de diques construídos en Europa y Estados Unidos con su porcentaje de fallas, entre 1900 – 1969

10.1 DIQUES NATURALES

A través de la historia existen numerosos casos y variedades de diques naturales que al romperse han producido grandes crecientes con pérdidas de vidas y bienes. Los diques naturales más comunes son: glaciares, morenas, flujos volcánicos y los producidos por deslizamientos o avalanchas.

Diques producidos por glaciares

Estos diques pueden producir varios tipos de lagos, siendo el más peligroso el que se forma directamente en el valle del río por efecto de una lengua del glaciar que se desliza por gravedad a lo largo del curso de un tributario. Tal es el caso del dique de hielo que cíclicamente ha formado el Glaciar Grande del Nevado del Plomo, obstruyendo el valle del Río Plomo, afluente del río Tupungato, que a su vez, es el principal afluente del río Mendoza, Argentina (King, 1934, 1935; Fernández et al 1985, 1991).

Un estudio de numerosos casos de formación y rotura de diques glaciarios en Los Alpes, así como el caso del glacial del Plomo, sugiere que, la profundidad del lago (en el dique de hielo) y la consecuente presión hidrostática, puede ser el principal factor que controla la rotura del dique. La descarga desde el lago, se puede producir por la formación de un túnel, como el caso del Glaciar del Plomo, o por la falla de toda la masa de hielo como en el Glaciar Perito Moreno, Lago Argentino (Santa Cruz, Argentina) que genera cíclicamente este fenómeno. En la tabla 10.2 se presentan las fallas de diques producidos por glaciares recopiladas por Walder et al (1996) y extendida por los autores.

Tabla 10.2 Fallas de diques producidos por glaciares (Walder et al, 1996)

Localización	Descarga pico (m^3/s)	Volumen drenado ($m^3 \times 10^6$)	Referencias
Glacier de Giétro,Switzerland,1818	8000	20	Rothlisberger(1978), Haeberli(1983), Rothlisberger y Lang(1987), Eisbacher y Clague(1984)
Marjelensee, Suiza, 1878	300	10-7	Lutschg (1915)
Vatnsdalslón, Islandia, 1898	3000	120	Trorarinsson (1939)
Marjelensee, Suiza, 1913	195	4-5	Lutschg(1915), Haeberli(1983)
Glaciar Chong Jumdan India Inglesa (Pakistan), 1929	22650	1500	Gunn et al.(1930), Hewitt (1982)
Hagavatn, Islandia, 1929	>750	65	Thorarinsson (1939)
Koldevatn, Noruega, 1932	28	3-6	Liestol (1956)
Glaciar Grande del Nevado del Plomo, Argentina, 1934	2700	53	King(1934), Fernández et al (1985,1991)
Demmevatn, Noruega, 1937	900	11-5	Strom(1938), Liestol(1956)
Sauavatn, Noruega, 1938-1962	70	7	Tvede (1989)
Graenalón, Islandia, 1939	5000	1500	Thorarinsson (1939)
Gornersee, Suiza, 1944	200	6	Haeberli (1983)
Snow River, USA, 1949	422	144	Chapman (1981)
Snow River, USA, 1951	311	97	Chapman (1981)
Gjánúpsvatn, , June 1951	222	19-2	Arnborg (1955)
Gjánúpsvatn, , Octubre1951	220	20	Arnborg (1955)
Osterdalsisen, Noruega, 1953	155	136	Liestol (1956)
Lago Argentino, Argentina 1953	12000	2000	Heinshermer (1954)
Snow River, USA, 1953	198	99	Chapman (1981)
Lago Argentino, Argentina, 1956	20000	5000	Heinsheimer (1958)
Snow River, USA, 1956	354	130	Chapman (1981)
Snow River, USA, 1958	393	129	Chapman (1981)
Lago Tulsequah, Canadá, 1958	1556	229	Marcus (1960)
Lago George,USA,1958	10200	2200	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Lago George,USA,1959	6320	1100	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Lago George,USA,1960	9290	1500	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Lago George,USA,1961	10100	1700	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Snow River, USA, 1961	543	175	Chapman (1981)
Lago George,USA,1962	4670	740	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Lago Mertsbakher, USSR (Kyrgyzstan), 1962	390	132	Glazyrin y Sokolow (1976)
Lago Mertsbakher, USSR (Kyrgyzstan),1963	640	260	Glazyrin y Sokolow (1976)
Lago Mertsbakher, USSR (Kyrgyzstan), 1964	400	175	Glazyrin y Sokolow (1976)
Lago George,USA,1964	6120	860	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Snow River, USA, 1964	450	155	Chapman (1981)
Lago Mertsbakher, USSR (Kyrgyzstan),1965	330	169	Glazyrin y Sokolow (1976)
Lago George,USA,1965	6690	1100	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Lago Summit, Canadá, 1965	3110	280	Mathews y Clague(1993)
Lago Argentino,Argentina,1966 (X)	15000	3800	Liss (1970)
Lago George,USA,1966	4080	690	Hulsing(1981), Lipscomb(1989)
Ekalugad Fjord, Canadá, 1967	200	5-9	Church (1988)
Snow River, USA, 1967	778	150	Chapman (1981)

Localización	Descarga pico (m^3/s)	Volumen drenado ($m^3 \times 10^6$)	Referencias
Lago Summit, Canadá, 1967	2950	260	Mathews y Clague (1993)
Lago Summit, Canadá, 1968	1640	210	Mathews y Clague (1993)
Strupnavatnet, , Noruega, 1969	150	2-6	Whalley (1971)
Snow River, USA, 1970	481	189	Chapman (1981)
Lago Summit, Canadá, 1970	3260	260	Mathews y Clague (1993)
Chakachamna Lake,USA,1971	13000	290	Lamke (1972)
Lago Summit, Canadá, 1971	3960	270	Mathews y Clague (1993)
Lago Summit, Canadá, 1972	1830	220	Mathews and Clague (1993)
Lago Abdukagor, USSR(Tajikistan),1973	1080	20	Krenke y Kotlyakov (1985)
Lago Abdukagor, USSR (Tajikistan),1973	1600	20	Krenke y Kotlyakov (1985)
Graenalón, Islandia, 1973	1930	160	Rist (1973)
Snow River, USA, 1974	707	241	Chapman (1981)
Vatnsdalslón, Islandia, 1974	690	88	Rist (1976)
Vatnsdalslón, Islandia, 1974	360	37	Rist (1976)
Vatnsdalslón, Islandia, 1975	560	40	Rist (1976)
Háoldulón, Islandia, 1975	350	26	Rist (1976)
Snow river, USA, 1977	393	151	Chapman (1981)
Vatnsdalslón, Islandia, 1977	534	43	Rist (1981)
Vatnsdalslón, Islandia, 1978	420	31-2	Rist (1981)
Lago Hazard , Canadá, 1978	640	19-6	Clarke (1982)
Graenalón, Islandia, 1978	3000	150-200	Rist (1981)
Lago Flood, Canadá, 1979	2160	150	Clarke y Waldron (1984)
Snow River, USA. 1979	419	127	Chapman (1981)
Háoldulón, Islandia, 1980	250	25	Rist (1981)
Sydgletscher, Greenland,1981	200	235	Dawson (1983)
Hnútulón, Islandia, 1982	560	40	Rist (1984)
Mertsbakher Lake, USSR (Kyrgyzstan),1982)	360	153	Konovalov (1990)
Snow River, USA. 1982	388	178	Chapman (1986)
Glaciar Dickson/Río Paine,Chile,Jan-Feb.1982	360	220	Peña y Escobar (1983)
Glaciar Dickson/Río Paine,Chile,Jan-Feb.1982	330	230	Peña y Escobar (1983)
Glaciar Dickson/Río Paine,Chile,Jan-Feb.1983	340	290	Peña y Escobar (1983)
Háoldulón, Islandia, 1983	210	14	Rist (1984)
Strandline Lake,USA,1984	5000	780	Sturm et al (1987)
Sondre Stromfjord,Greenland,1984	1060	22-3	Russell(1989), recalculado de Sugden et al (1985)
Ape Lake, Canada, 1984	1534	46	Desloges et al (1989)
Mertsbakher Lake, USSR (Kyrgyzstan),1984)	500	209	Konovalov (1990, 1991)
Mertsbakher Lake, USSR (Kyrgyzstan),1985)	360	150	Konovalov (1990, 1991)
Glacier Grande del Nevado del Plomo,Argentina.Feb.1985	284	35	Fernández et al. (1985, 1991)
Glacier Grande del Nevado del Plomo,Argentina.Feb.1985	277	21	Fernández et al. (1985, 1991)
Glaciar Grande del Nevado del Plomo,Argentina.March.1985	184	20	Fernández et al. (1985, 1991)
Snow River, USA. 1985	334	159	Chapman (1986)
Mertsbakher Lake,USSR	320	142	Konovalov (1990)

Localización	Descarga pico (m^3/s)	Volumen drenado ($m^3 \times 10^6$)	Referencias
(Kyrgyzstan),1986			
Graenalón, Islandia, 1986	>2000	500	Bjornsson y Pálsson (1989)
Hnútulón, Islandia, 1986	570	38	Sigurosson et al (1992)
Hnútulón, Islandia, 1986	180	19	Sigurosson et al (1992)
Hidden Creek Lake,USA,1986	382	68	Friend (1988)
Hubbard Glacier,USA,1986	105000	5400	Mayo (1986, 1989)
Kaskawulsh Glacier,Canada,1987	79	15-6	Kasper (1989)
Mertsbakher Lake,USSR (Kyrgyzstan),1987	320	148	Konovalov (1990)
Sondre Stromfjord,Greenland,1987	1080	31-4	Russel (1989)
Val Cleve Lake,USA.1992	4500	1400	Brabets (1993)

Diques producidos por deslizamiento y/o avalanchas

Estos diques naturales son muy diversos tanto en su formación, como en sus características y longevidad (Costa y Schuster, 1988). Más adelante, en la Tabla 10.3, se listan algunos casos conocidos de fallas de estos diques.

Generalmente, se producen en valles estrechos de marcadas pendientes bordeadas por altas y escarpadas montañas. Estos deslizamientos, también están asociados a áreas geológicamente activas afectadas por erupciones volcánicas o sismos.

Los valles angostos y de fuertes pendientes requieren un movimiento de masas relativamente pequeñas para que se forme un dique que cierre el paso del agua y por lo tanto, genere un embalse. Esos diques son por consiguiente, menos frecuentes en valles anchos y abiertos, pero en áreas donde los ríos están en depósitos lacustres o marinos, los deslizamientos son más posibles.

Tabla 10.3 Formación de diques por deslizamientos con sus respectivas magnitudes (Costa, 1985)

Nombre	Año	Río	Lugar	Volumen (m^3)	Altura (m)	Largo (m)	Ancho (m)		Volumen Lago (m^3)	Falló
DESLIZAMIENTOS/ ASENTAMIENTOS										
Deslizamiento, Deixi	1933	Río Min	Sichuan, China	$150x10^6$	255	400	1.300	17	$400x10^6$	Si
Deslizamiento, Lower Gros Ventre	1925	Río Gros Ventre	Wyoming, USA	$38x10^6$	70	900	-2.400	6.5	$80x10^6$	Si
Deslizamiento de Roca, Tsao-Ling	1941 1942	Río Chin-Shui Chi	Taiwan	$250x10^6$	217	1.300	2.000	--	$157x10^6$	Si
Deslizamiento de Roca, Cerro Condor-Senoca	1945	Río Mantaro	Perú	$5.6x10^6$	100	250	580	21	$300x10^6$	Si
Deslizamiento de Roca, Madison	1959	Río Madison	Montana, USA	$21x10^6$	60-70	500	1.600	10	--	No

Nombre	Año	Río	Lugar	Volumen (m^3)	Altura (m)	Largo (m)	Ancho (m)		Volumen Lago (m^3)	Falló
Canyon										
Deslizamiento de tierra, Thistle	1983	Río Spanish Fork	Utah, USA	$22x10^6$	-60	200	600	5	$78x10^6$	No
COLADA DE TIERRA/ DETRITOS/ FANGO										
Colada de tierra Slumgulli	1200-1300	Lago Fort, Río Gunnison	Colorado, USA	$50-100x10^6$	40 (rugosidad estimada)	500	1.700	3	--	No
Colada de detritos, Gupis	1980	Río Ghizar	Pakistan	--	30	200	300	5	--	No
Colada de detritos, Polallie Creek	1980	Río East Fork. Hood	Oregon, USA	$70-100x10^3$	11	--	230	--	$105x10^3$	Si
AVALANCHAS DE DETRITOS Y ROCA										
Deslizamiento, Usoy	1911	Río Murgab	Tadzhikistan	$2.0-2.5x10^9$	301 (Bolt) 550 (Gasiev)	1.000	1.000	53	--	Si
Deslizamiento y avalancha de detritos, Tanggudong	1967	Río Yalong	Sichuan, China	$68x10^6$	175	650	3.000	53	$680x10^6$	Si
Deslizamiento de roca y avalancha de detritos, Mayunmarca rock	1974	Río Mantaro	Perú	$1.6x10^9$	170	1.000	3.800	31	$670x10^6$	Si
Deslizamiento de roca y avalancha de detritos, Mount St. Helens	1980	Río North Fork Toutle	Washington USA	$2.8x10^9$	Avg.=45	800 (Lago Spint)	$24*10^3$ (Lago Spint)	5.5 (Lago Spint)	$259x10^6$ (Lago Spint)	No
LIQUEFACCIÓN DE ARENAS										
	1898	Ribera Blanche	Quebec, Canadá	$2.6x10^6$	8	400	3.200	--	--	Si
	1945	Río Yamaska	Québec, Canadá	$117x10^3$	3-4	75	425	--	--	Si

En un estudio de 128 casos de deslizamientos, las causas de falla de los mismos fueron las que se presentan en la la Tabla 10.4.

Tabla 10.4 Causas de deslizamientos en 128 casos

Casos	Descripción de causa de falla
64	Lluvias y fusión nival
51	Sismos
10	Erupciones volcánicas
3	Otras causas

Los deslizamientos de laderas hacia el propio embalse pueden ser de volúmenes muy grandes y producir situaciones catastróficas El modelo DAMBRK (Fread, 1984), tiene la capacidad de simular estas situaciones y estudiar sus efectos (Reservorior Dynamic Routing)

10.2 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS DESCARGAS POTENCIALES MÁXIMAS PRODUCIDAS POR ROTURA DE PRESAS

Existen diversas ecuaciones y curvas envolventes para estimar las descargas potenciales máximas en base a la altura de la presa y al volumen del lago o embalse. La Figura 10.3 (Costa et al, 1988) presenta el concepto de utilizar la energía potencial del lago, definida como el producto de la altura de la presa, H, en metros, volumen del lago, V, en metros cúbicos y el peso específico del agua expresada en newtons/m^3 (N/m^3) ,así:

$$E_P = H[m] \cdot V[m^3] \cdot \gamma\left[\frac{N}{m^3}\right] \qquad (10\text{-}1)$$

Siendo el peso específico del agua igual a:

$$\gamma = 1000\frac{kg}{m^3} = 9810\frac{N}{m^3}$$

Haciendo el análisis de dimensiones la energía potencial del lago se expresa en Newtons por metro. (ver equivalencia apéndice de unidades). Se tiene:

$$E_P[N \cdot m] \quad \text{ó} \quad E_P[Joule]$$

La Figura 10.4 (Costa, 1985), presenta las curvas que expresan la descarga en función de la altura de la presa. En ambas Figuras (10.3 y 10.4), se han reproducido sólo las líneas envolventes para cada tipo de presa, resultantes de la graficación de decenas de casos estudiados, algunos de los cuales se han listado en las Tablas 10.1 y 10.2

Existen ecuaciones de regresión para la estimación de la descarga potencial máxima en términos de la energía potencial y de la altura de la presa, las cuales son presentadas en las Tablas 10.5 y 10.6, respectivamente.

Tabla 10.5 Ecuaciones de regresión en función de la energía potencial del lago

Tipo de dique	Ecuación	r^2	Error estándar
Tierra y enrocado	$Q = 0.0184\ (Ep)^{0.42}$	0.75	0.91
Deslizamiento	$Q = 0.0158\ (Ep)^{0.41}$	0.81	1.85
Morenas	$Q = 0.00013\ (Ep)^{0.60}$	0.78	0.92
Glaciares	$Q = 0.0000055\ (Ep)^{0.59}$	0.80	0.64
Q es la descarga pico en m^3/s Ep es la energía potencial del lago en Joules			

Tabla 10.6 Ecuaciones de regresión en función de la altura de la presa

Tipo de dique	Ecuación	r^2	Error estándar
Diques construidos	$Q = 10.5\ H^{1.87}$	0.80	0.82
Diques glaciarios	$Q = 21.6\ (H.\ V)^{0.61}$	0.79	0.75
Q es el caudal pico, en m^3/s H es la altura del dique, en m V es el volumen del lago en Hm^3 ($m^3 \times 10^6$)			

Como se observa las ecuaciones son empíricas con errores estándar elevados.

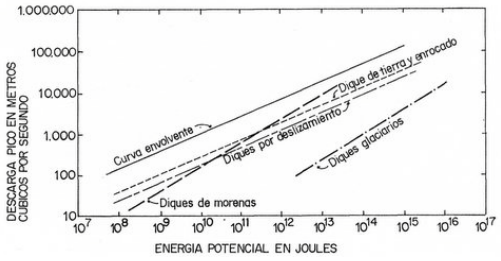


Figura 10.3 Líneas de regresión y envolventes de descarga potenciales máxima (energía potencial vs. descarga)

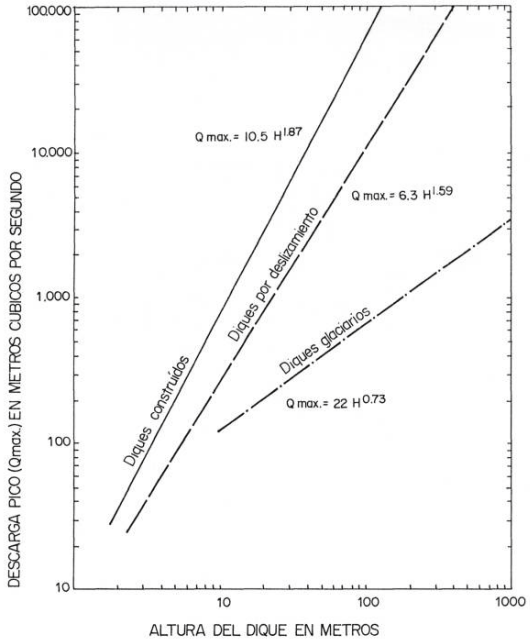


Figura 10.4 Líneas de regresión de descargas potenciales máximas (altura vs. descarga).

Ejemplo 10.1

Estimar la descarga máxima que se produciría ante la eventual rotura de la presa de Potrerillos. (Mendoza, Argentina).

Solución:
Para la simulación de rotura se ha trabajdo con los siguientes datos:

- *Para una cota de coronamiento de 1386 msnm, un volumen de lago de:*

$$V = 580\left[Hm^3\right]$$

- *Altura de la presa:* $H = 111\left[m\right]$
- *Peso específico del agua:*

$$\gamma = 1000\left[\frac{kg}{m^3}\right] = 9810\left[\frac{N}{m^3}\right]$$ *(Ver apéndice A de unidades)*

Evaluando la energía potencial con la ecuación 10.1 se tiene:

$$E_P = 111[m] \cdot 580000000[m^3] \cdot 9810\left[\frac{N}{m^3}\right]$$

$$E_P = 6.316\ x\,10^{14}[N \cdot m] = 6.316\ x\,10^{14}[Joules]$$

De la Figura 10.3 con la recta envolvente, se tiene:

$$Q_{MAX} = 90000\ [m^3/s]$$

De la Figura 10.4 con una altura de la 111m para la recta de diques construidos:

$$Q_{MAX} = 83000\ [m^3/s]$$

Utilizando la ecuación de regresión de la Tabla 10.5 para diques de tierra y enrocado:

$$Q_{MAX} = 0.0184 \cdot (E_P)^{0.42}$$

$$Q_{MAX} = 0.0184 \cdot \left(6.316\ x\,10^{14}\right)^{0.42}$$

$$Q_{MAX} = 30269\ [m^3/s]$$

Considerando un error standard de 0.91 se tiene:

$$27543\ [m^3/s] < Q_{MAX} < 33262\ [m^3/s]$$

Utilizando la ecuación de regresión de la Tabla 10.6 para diques construidos

$$Q_{MAX} = 10.5 \cdot (H)^{1.87}$$

$$Q_{MAX} = 10.5 \cdot (111)^{1.87}$$

$$Q_{MAX} = 70136\ [m^3/s]$$

Considerando un error standard de 0.82 se tiene:

$$57511[m^3/s] < Q_{MAX} < 85532\ [m^3/s]$$

Finalmente, se considera el caudal máximo potencial dado por la curva envolvente de la Figura 10.3

$$Q_{MAX} = 90000\ [m^3/s].$$

10.3 MODELOS

Los modelos DAMBRK, BREACH, FLDWAV, HEC-1,HMS se exponen con detalle en el CD.

Modelo DAMBRK

Las ecuaciones básicas hidrodinámicas de este modelo de tánsito de ondas, se han desarrollado en los capítulos 8 y 9. El modelo DAMBRK (Fread, 1993) está constituido de tres partes funcionales:

- Descripción del modo de falla de la presa: descripción temporal y geometría de la brecha.
- Cómputo del hidrograma resultante a través de la brecha que se formó por la falla de la presa, hidrograma de ingreso al embalse, características geométricas y físicas del embalse, ley de descarga del vertedero y elevaciones de la superficie del agua aguas abajo de la presa.
- Tránsito del hidrograma de salida por el río y el valle de aguas abajo de la presa, para determinar las variaciones del hidrograma por el efecto de amortiguación del río y las planicies de inundación, factor de resistencia, presencia de puentes u otras represas, diques derivadores, dando como resultado las cotas de la superficie del agua, tiempo de traslado de la onda de la creciente e hidrograma en puntos del río especificados por el usuario.

El modelo admite trabajar en sistema internacional (SI) y usa las unidades de la Tabla 10.7.

Tabla 10.7 Unidades del sistema internacional

Descripción	Unidad	Símbolo
Tiempo	hora	h
	segundo	s
Longitud	metro	m
	kilómetro	km
Caudal	metro cúbico por segundo	m^3/s
Área	metro cuadrado	m^2
	kilómetro cuadrado	km^2
Volumen	millones de metros cúbicos o hectómetros cúbicos	Hm^3
Coeficiente de vertedero		$m^{1/2}/s$
Peso unitario	Newton por metro cúbico	N/m^3
Esfuerzo cortante	Newton por metro cuadrado	N/m^2
Viscosidad dinámica	Newton por segundo por metro cuadrado	$N\ s/m^2$

Modelo Breach de Erosión

El modelo Breach (Fread, 1990) es un modelo con fundamento físico para predecir las características de la brecha (tamaño y tiempo de desarrollo) y el hidrograma de descarga producido por la falla de una presa de tierra. Las presas de tierra pueden ser construidas por el hombre o generadas naturalmente por deslizamientos.

El modelo integra la ley de conservación de masa en el ingreso de una creciente en el embalse, la descarga por vertedero y por la brecha. Incluye también, capacidad de transporte de sedimento del flujo a lo largo del canal formado por la erosión.

La pendiente del fondo del canal de la brecha se supone esencialmente igual a la del talud de aguas abajo de la presa. El crecimiento del canal producido por la brecha depende de las propiedades del material de la presa (tamaño D_{50}, peso específico, ángulo de fricción, resistencia de cohesión).

El modelo considera la posible existencia de complejidades tales como: el material el núcleo de la presa con propiedades diferentes del de la parte exterior; la formación de una cárcava a lo largo del talud de aguas abajo, previo a la formación de la brecha y producido por el primer sobrepaso; el talud de aguas abajo, en partes o con material diferente; la ampliación de la brecha a través de mecanismos de uno o más colapsos repentinos de tipo estructural producidos por la presión hidrostática que excede la resistencia de las fuerzas cohesivas y cortantes; ampliación de la brecha basado en la teoría de la estabilidad; y el inicio de la brecha por tubificación con la consecuente evolución hacia un canal abierto a superficie libre. El hidrograma de salida se obtiene mediante una solución iteractiva en relación a pasos de tiempo.
El modelo se comporta bien en relación a estabilidad y convergencia, debido a que es poco susceptible a la variación de parámetros numéricos de cálculo. Sin embargo, es sensible a los datos del material de la presa, como ángulo interno de fricción y la extensión de la cobertura de pasto en presas artificiales y al esfuerzo de cohesión del material en diques formados por deslizamientos naturales.

Modelo FLDWAV

Es la integración de los modelos DWOPER y DAMBRK (Fread y Lewis, 1996) con el agregado de nuevas capacidades.
Las principales características del modelo son:

- Transita hidráulicamente hidrogramas de salida a través de un sistema río/valle aguas abajo utilizando la forma completa de las ecuaciones unidimensionales de Saint Venant (Capítulo 8)
- Considera los siguientes efectos: presas, puentes, diques longitudinales, tributarios áreas de almacenamiento marginal del canal, sinuosidad del río, efectos de remanso debido a mareas
- El flujo puede ser Newtoniano (agua) o no Newtoniano (fangos / detritos)
- Produce como salida: perfiles de tirantes de aguas altas a lo largo del valle, tiempos de llegada de crecida, hidrogramas de caudal y curvas de altura – velocidad o altura -caudal.
- Exporta datos necesarios para generar un mapa de pronóstico de crecidas: ubicación del canal (localización de estructuras en el río y latitud / longitud), perfil del fondo del cauce, perfil de la superficie de agua para un área a ser mapeada y ancho superior de cauce correspondiente a las elevaciones de la superficie libre del agua.

Modelo HEC-1

La opción de sobrepaso y rotura de presa del HEC-1 resulta muy útil para estudios preliminares porque genera la creciente de proyecto, y por lo tanto, el resultado integra todo el problema.
En el caso de sobrepaso permite simular presas con cresta a nivel y presas con crestas a desnivel. En este último caso la cresta se define a través de datos de longitud y elevación, la cual se va transformando en secciones equivalentes de rectángulos y trapecios, donde en cada una de ellas se calcula el caudal.
Las fallas estructurales son modeladas asumiendo determinadas formas geométricas de brechas generadas en presas.
El modelo HEC-Ras en la versión 4.0 y el modelo HMS en su versión 3.3 y posteriores incluyen rotura de presas y de terraplenes y márgenes (capítulo 8)

11

MODELOS DE HIDROLOGÍA URBANA

Este capítulo tiene como objetivo desarrollar sólo aquellos temas específicos del entorno urbano que introducen algunas variantes en los conceptos hidrológicos descritos en los demás capítulos. El énfasis está puesto en los criterios de diseño de sistemas de desagües pluviales urbanos y en los modelos matemáticos actuales de mayor uso y confiabilidad.

Los cambios hidrológicos que se producen por efecto de la urbanización de áreas naturales son muy evidentes, tanto por la drástica disminución de la infiltración natural en el suelo, como por la eliminación de la vegetación o la modificación de la pendiente. En los conceptos modernos de urbanizaciones, estos efectos negativos se tratan de minimizar y es en este marco donde la hidrología urbana tiene una importancia creciente. Sin embargo, no necesariamente se deben ver las nuevas urbanizaciones como un aspecto negativo, porque una buena urbanización, realizada con criterio urbanístico – hidrológico, puede mejorar el entorno natural. Por el contrario, si la urbanización se realiza en forma caótica (villas inestables) o sin criterio urbanístico – hidrológico se agrava sensiblemente el problema del manejo de las aguas pluviales.

El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción menor de terrenos naturales, trae como consecuencia un notable aumento en los volúmenes de los escurrimientos pluviales. Ante la presencia de lluvias de igual intensidad, el problema se agrava en las ciudades, fundamentalmente por la disminución de las áreas de infiltración y de los tiempos de concentración, causado por el aumento de la velocidad del escurrimiento superficial que consecuentemente genera un incremento de los caudales máximos.

11.1 PLANEAMIENTO DEL SISTEMA DE DESAGÜE PLUVIAL

El drenaje pluvial debe ser parte de todo el medio ambiente urbano, por lo tanto el planeamiento y diseño debe ser compatible e integrado a un plan general de urbanización. En nuevas urbanizaciones o en casos de reordenamiento de áreas urbanas ya establecidas, resulta de gran importancia la coordinación de organismos o técnicos encargados del diseño de espacios abiertos preferentemente con zonas verdes.

En el concepto moderno de un plan integral de manejo y control de los escurrimientos pluviales, las obras estructurales se complementan con el diseño de áreas destinadas a parques e igualmente con trazados de calles y avenidas que tiendan a minimizar e interceptar las aguas que escurren desde zonas altas a zonas más bajas. En el marco de este concepto un sistema de desagües pluviales no debe transferir el problema de una localidad a otra de la ciudad.

Las aguas pluviales se deben tratar de almacenar, en lo posible, en reservorios de detención o lagunas de laminación estratégicamente localizadas en áreas de atenuación. Tales reservorios, reducen los escurrimientos hacia áreas más bajas disminuyendo los costos de la red de desagües y generando zonas verdes que mejoran la calidad de vida de los habitantes. En cascos urbanos antiguos, más si tienen carácter histórico, esto resulta difícil, pero el concepto se debe tener presente y aplicarlo en lo posible.

11.2 SISTEMAS DE DRENAJE URBANO

En las ciudades se pueden considerar dos sistemas separados de drenaje de las aguas pluviales, sean estos previamente planeados o no. Uno es el sistema menor, diseñado y construido para ese

fin y el otro es el sistema mayor o de calles y avenidas. Este último, complementa al sistema menor cuando éste ha sido sobrepasado en su capacidad por eventos de gran magnitud, para los cuales no había sido diseñado.

Un criterio de buen planeamiento urbano que prevea un crecimiento ordenado de la ciudad debe poseer ambos sistemas diseñados pensando en el futuro crecimiento de la ciudad y previendo alternativas factibles para lograr un eventual aumento de su capacidad de conducción.
El uso de las calles y avenidas para escurrimiento de las aguas pluviales es algo absolutamente aceptado, pero se debe pensar que la función primordial de las mismas es el tránsito de vehículos y personas. Este concepto básico sugiere que el sistema primario o menor debe ser diseñado en forma tal que sea capaz de conducir los escurrimientos producidos por las precipitaciones más frecuentes de 1 a 3 años de período de retorno y en lo posible hasta 5 y 10 años.
El diseño del drenaje urbano tiene tres objetivos básicos: uno, minimizar los peligros e inconvenientes del tránsito de personas y vehículos durante los eventos de lluvias; dos, evitar en lo posible el ingreso de las aguas pluviales a las propiedades; y tercero, disminuir los costos de mantenimiento de las calles y de todo el sistema público de la ciudad, así como evitar la dispersión eventual de sustancias contaminantes.
Los costos del manejo adecuado de los escurrimientos pluviales urbanos deben enmarcarse en el contexto de los beneficios sociales y de calidad de vida con ellos involucrados. Deben desarrollarse en esto políticas de estado y ordenanzas técnicamente sólidas que aseguren el funcionamiento adecuado de los sistemas existentes (mantenimiento y limpieza) y la mejora o ampliación del mismo en función del crecimiento urbano.
En ciudades ubicadas en zonas de llanura con planicies inundables, se deben identificar perfectamente las áreas afectadas por los distintos niveles de los eventos, relacionados con el período de retorno de la precipitación o de los caudales de los ríos, los cuales se deben considerar en los estudios previos, no sólo la cuantificación de los niveles y velocidad de las aguas, sino el tiempo de permanencia en cada zona. Se debe tener un manejo restringido de esas áreas, impidiendo en lo posible el establecimiento de viviendas, usándolas como zonas de parques y/o cultivos (estos últimos con el consiguiente riesgo a cargo del que las use con fines comerciales).
En ciudades con áreas críticas de difícil control, se debe implementar un servicio de seguro como parte de un plan integral de estrategias de manejo y desarrollo de esas zonas de la ciudad, utilizando las actuales técnicas de sistemas de información geográfica, modelos bidimensionales de inundaciones (modelo Sobek) e imágenes de satélite de eventos históricos para delimitar estas áreas (Capítulos 13 y 14).

11.3 PLANES MAESTROS

Cada ciudad, independiente de su tamaño debe tener un plan maestro de drenaje urbano, técnicamente planeado y de permanente actualización. El drenaje urbano es parte importante del plan de desarrollo urbano, por lo que se debe planear tanto con las oficinas municipales y provinciales de obras públicas, como con aquellas encargadas de las zonas verdes y de infraestructura. Los ingredientes que debe incluir el plan maestro de drenaje urbano de una ciudad son:

- Planeamiento del sistema mayor. Se debe considerar el comportamiento como vías de drenaje de calles y avenidas para eventos mayores de 10 años de período de retorno. Esto debe ser considerado para evitar daños mayores y pérdida de vidas.

- Planeamiento del sistema primario o menor (tuberías, canales, etc.). Se debe tener presente como vía rápida de evacuación de aguas para eventos de 2 a 10 años de tiempo de retorno.
- Consideraciones en relación con el medio ambiente urbano. Resulta fundamental el diseño interdisciplinario con organismos y técnicos municipales, a fin de minimizar el impacto ambiental y socio-económico de los desagües pluviales y lograr beneficios en un sistema cuyo mantenimiento no sea excesivamente costoso.
  Un ejemplo a tener presente es el diseño logrado en la ciudad de Rochester (Rochester Flood Control Project) en Minnesota – USA (Civil Engineering, 1995)
- Calidad de aguas. Un importante objetivo al diseñar drenajes urbanos es lograr la mejor calidad posible de las aguas que escurren en el sistema mediante adecuadas estructuras, sistemas o zonas de separación de sedimentos y tratamiento de aguas y residuos. La combinación de sistemas de desagües con redes cloacales, propias de algunas ciudades, se debe tratar de corregir en la medida de lo posible.

En suma los planes maestros de sistemas de desagües pluviales urbanos, deben estar basados no sólo en la situación actual sino también considerar futuros desarrollos urbanos tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del casco urbano actual. Un sistema de drenaje urbano será siempre ineficiente si sus bocas de tormenta se ven bloqueadas por basuras generadas por una sociedad sin educación.

11.4 INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE DESAGÜES PLUVIALES URBANOS

Tipos de información

Existen cuatro tipos de información: la física, la de desarrrollo, la política y la financiera requerida para el diseño de un sistema de drenaje pluvial urbano.

a) Información Física. Incluye:
   - Topografía, condiciones de la superficie, detalles de pavimentos que serán removidos durante la construcción del sistema menor, planos de redes subterráneas existentes de luz, gas, teléfonos, agua corriente, etc. Condiciones del subsuelo y presencia del nivel freático.
   - Detalle del sistema de drenaje existente (si existe), al cual el sistema nuevo se conectará.
   - Información relativa a una posible extensión futura y posibilidad de acuerdos con localidades vecinas.
   - Localización de avenidas, calles, callejones, paseos, parques donde se debe obtener permisos de paso.

b) Desarrollo. Dentro de esta se encuentran:
   - Tendencias de crecimiento de la población y densidad en el área a ser servida.
   - Tipo de desarrollo. Uso del suelo: residencial, características de las áreas residenciales (ej. barrios de casas contiguas unifamiliares, barrios de condominios multifamiliares, parques) áreas comerciales o industriales.
   - Posible presencia de aguas provenientes de industrias (calidad y cantidad).
   - Datos meteorológicos de precipitaciones, información disponible y estudios realizados (tormentas de proyecto – capitulo 5).
   - Datos históricos del comportamiento del sistema existente (si existe) ante eventos de diferente magnitud.
   - Agencias locales de planeamiento y zonificación urbana.

- Localización futuros proyectos: caminos, autopistas, aeropuertos, estadios deportivos, clubes, etc. que puedan interferir y afectar el sistema.
- Capacidad y condición de mantenimiento del sistema existente.
- Cualquier otra información que se considere pertinente.

c) Política:
- División política del área a ser servida.
- Posibles acuerdos municipales.
- Existencia de regulaciones y ordenanzas.
- Posible creación de un organismo interjuridiccional si fuera necesario

d) Financiera:
- Información relativa a posibles fuentes de financiación (disponibilidad de financiación, federal, provincial o municipal).
- Financiación bancaria o de organismos nacionales o internacionales de crédito (BID, Banco Mundial, CFI).
- Posibilidad de implementación de un impuesto especial para desarrollo y mantenimiento del sistema.
- Todos los datos necesarios para lograr un sistema de posible realización y sustentable en el tiempo.

Fuentes de la Información

Dentro de ellas se encuentran los datos: físicos, hidrometeorológicos, de sistemas existentes, políticos y financieron que se describen a continuación.

a) Datos Físicos. Como lo son:
- Direcciones de Catastro-planos catastrales, fotos aéreas.
- Direcciones de Vialidad, Automóvil Club, planos de toda el área, caminos, autopista, aeropuertos, etc.
- Municipalidad, planos de detalle de relevamientos, parques, plazas, etc.
- Empresas de servicios de agua, gas y luz, planos de instalaciones subterráneas.

b) Datos Hidrometeorológicos. Servicios Meteorológicos. Estaciones experimentales y bancos de datos de organismos de investigación principalmente de precipitaciones y de caudales medidos en cuencas experimentales.

c) Datos de Sistemas existente y del suelo.
- Municipalidad.
- Direcciones de Hidráulica.
- Direcciones de Riego.
- Informes históricos y técnicos existentes, así como artículos periodísticos sobre eventos extremos ocurridos en el pasado.

d) Políticas y Financieras. Como: gobierno local y provincial, universidades.

Se deben calcular los caudales y estimar la tormenta de proyecto, mediante los métodos enumerados en los capítulos 4 y 5, sobre análisis de lluvias intensas y tormenta de Proyecto.

Período de Retorno

En el caso de desagües pluviales urbanos los conceptos de la selección de períodos de retorno de la precipitación de diseño están enmarcados en los criterios presentados en la Tabla 11.1.

Tabla 11.1 Períodos de retorno para diferentes áreas.

Características del área	Tiempo de retorno (años)
Residencial	2
Comerciales y Públicas	10
Aeropuertos	10

Además, resulta instructivo analizar los criterios adoptados en diversos países (Tabla 11.2)

Tabla 11.2 Criterios de períodos de retorno, T_R, en algunos países (Stappung et al, 2002)

País	**Descripción**	*T_R (años)*
Estados Unidos		
Sistema menor (Caudales frecuentes)	Residencial	2 – 5
	Comercial de alto valor	2 – 10
	Aeropuertos y sus accesos	2 – 10
	Lugares públicos	5 – 10
	Áreas financieras	5 – 10
Sistema mayor	Caudales eventuales	10 – 50 – 100
Alcantarillado vial - Carreteras	Volúmenes de tráfico bajos	5 – 10
	Volúmenes de tráfico medios	10 – 25
	Volúmenes de tráfico altos	50 – 100
Canadá		
Drenaje Vial Alcantarillas L < 6 m	Pasajes y otros	2 – 5
	Locales	10
	Colectoras	25
	Arterias	50
Drenaje Vial Puentes y Alcantarillas L > 6m	Pasajes y otros	5 -- 10
	Locales	10 -- 25
	Colectoras	50
	Arterias	100
España		
Según el uso del suelo	Densidad baja, parques	2
	Residencial habitual	5 – 10
	Comerciales historicas (alto valor del suelo)	10 – 20
	Emisorios y colectores principales	25
Francia		
Según tipo de urbanización	Poco urbanizada	5
	Residencial/Comercial	10
	Muy urbanizada	20 – 50
Brasil		
Sistema menor	Residencial	2
	Comercial	5 – 10
	Servicio Público	5
	Aeropuertos	2 – 5
Sistema mayor	Comerciales y Residenciales	50 – 100
	Áreas de importancia especifica (industrias contaminantes, zonas de valor histórico)	500
Venezuela		
Drenaje Urbano Función complementaria	Áreas recreativas uso no intenso	1 – 2
	Áreas recreativas de uso intenso	2
	Residencial de baja densidad	2
	Multifamiliares alta densidad	5
	Edificios públicos	10
	Industria	10
	Comercio	10
Drenaje Urbano Función básica	Evitar daños a personas, propiedades	25 – 50 – 100

Drenaje vial	Vialidad local	2
	Vialidad distribuidora	5
	Vialidad arterial (avenidas, autopistas)	10
Chile (Manual de Carreteras del MOP -Valores mínimos)		
Drenaje de la plataforma	Vía secundaria	5 – 10
	Vía principal	10 – 25
Alcantarillas D< 1500 mm	Vía secundaria	10 – 20
	Vía principal	25 – 50
Alcantarillas D > 1500 mm	Vía secundaria	25 – 50
	Vía principal (autopistas y colectoras primarias el resto)	100 – 200
Argentina (Dirección Nacional de Vialidad)		
	Alcantarillado	25
	Puentes (para caudal)	100
	Puentes (con erosión)	500

En el caso de ciudades, en general se pueden considerar las tormentas con poca reducción por área, salvo el caso de conglomerados urbanos muy extensos y urbanizados. Los criterios en estos casos son los que se mencionan en el capítulo 5 “Tormentas de Proyecto”.

Es frecuente la existencia en ciudades de curvas de I-D-F como la conocida “Tormenta de Chicago” (USA) o la “Tormenta de Proyecto de Mendoza” (Argentina) (Figura 11.1). En igual forma, existen curvas IDF en numerosas ciudades de Europa y América que se pueden usar si las condiciones locales se asemejan a ella. En caso contrario, se debe usar para el diseño, una tormenta histórica importante o calcular curvas locales de IDF (Capítulo 5).

Seleccionada la tormenta de proyecto para un determinado tiempo de retorno, el paso siguiente es determinar los caudales de diseño para cada subcuenca. Los modelos de simulación que se tratan en este capítulo realizan este cálculo, tanto para áreas simples, como complejas y usando las diferentes metodologías de las que se tratan en los capítulos 7 y 8.

Uno de los métodos simples que más se han usado para estimar los caudales en áreas urbanas es la fórmula racional explicado en detalle en el capitulo 7 (Mulvaney, 1850; Kuichling 1889; Watkins, 1951,1968). Las investigaciones sobre el uso de esta fórmula han demostrado que sus resultados son aceptables para áreas pequeñas (menores de 10-12 km^2), donde la distribución de la lluvia se puede considerar uniforme.

Igualmente en Inglaterra, donde esta fórmula se ha usado intensamente, se estima que para sistemas de desagües que usen tuberías de diámetros no mayores de 24 pulgadas de diámetro (61 centímetros), la fórmula racional, adecuadamente usada, da resultados aceptables (Watkins,1951, 1968) para el cálculo de caudales máximos de diseño, pese a la incertidumbre que genera la necesidad de usar diámetros comerciales.

El método racional se puede usar si se cumplen las siguientes hipótesis simplificatorias:

- El caudal pico en cualquier punto es función directa de la intensidad promedio de la lluvia durante el tiempo de concentración en ese punto.
- La frecuencia del caudal pico es la misma frecuencia de la intensidad de la lluvia.
- El tiempo de concentración es el tiempo requerido para que la escorrentía generada en el punto más remoto de la cuenca llegue al punto de concentración donde se requiere para el diseño.
- El concepto de tiempo de concentración se aplica desde aquel punto o zona más remota en relación al tiempo que puede o no ser el más remoto en distancia.
- El método racional proporciona sólo caudales de pico, no genera hidrogramas y volúmenes.

Las curvas o ecuaciones de intensidad – duración - frecuencia, IDF, no están relacionadas con secuencias en el tiempo, es sólo una intensidad de valor estadístico. No conocer este concepto, lleva a interpretaciones erróneas en relación a criterios de precipitación antecedente de la lluvia

y de la tasa de infiltración. Por eso, en la fórmula racional el ingeniero debe seleccionar y utilizar un coeficiente de escorrentía, C (Capítulo 7), que tenga en cuenta factores como: tasa de infiltración o impermeabilidad del suelo, pendiente del terreno, cubrimiento vegetal, condición de humedad antecedente, etc.

En áreas mayores de 10 o 12 km^2 el efecto de embalse en la cuenca y en la red de drenaje que no lo considera la formula racional, da como resultado una sobreestimación de caudales. El "Road Research Laboratory" del Reino Unido ha desarrollado un método de cálculo de hidrogramas para áreas urbanas que da buenos resultados (Road Research Lab., 1968; Terstriep, et al., 1969).

El método racional resulta adecuado para el cálculo de sistemas de drenaje pluvial en áreas urbanas pequeñas como playas de estacionamiento, parques y jardines e incluso desagües pluviales en techos de viviendas. En los casos de áreas pequeñas el levantamiento topográfico detallado es fundamental para definir superficies de drenaje y diseñar la ubicación y el número de colectores, ya sean canales y/o tuberías. Un problema muy ligado al diseño de arquitectura es el caso de los desagües pluviales para techos de viviendas. En viviendas chicas el problema se resuelve frecuentemente con la pendiente del techo (según sea el caso de sólo lluvia o lluvia y nieve y adecuado número de canaletas de desagüe, definidas por la práctica corriente de construcción. El problema se complica en techos planos de extensiones importantes donde resulta adecuado un diseño del número y dimensiones de los drenajes tanto los horizontales como las bajadas verticales. Hay diversos métodos para este diseño un criterio aproximado puede ser el siguiente (McCuen, 1998):

1. Determinar el número de drenes Una regla general es un dren cada 600 ó 900 m^2 con un mínimo de dos drenes por techo y estando esto muy definido por los códigos de edificación locales.
2. Seleccionar la lluvia de diseño (también definida en los códigos de edificación locales)
3. Determinar la capacidad necesaria de cada desagúe.
4 Diseñar en base a esto el número y ubicación de drenajes horizontales y verticales.

Ejemplo 11.1

Calcular el diámetro de cada drenaje vertical en la cubierta horizontal de un supermercado que, de acuerdo a un diseño preliminar, llevará un desagüe vertical cada 900 m^2
Tormenta de diseño Tr = 25 años
Solución:
Del gráfico IDF de la figura 11.1 para D=60 minutos y Tr = 25 años I=80mm/hora
Coeficiente de escorrentía C = 1

Utilizando la formula racional el caudal de diseño es : $Q = \frac{C\ I\ A}{360}$

Donde:
C = 1
I = 80 mm/h
A = 900 m^2 = 0.09 ha

$$Q = \frac{(1)\ (80)\ (0.09)}{360} = 0.020 m^3/s = 20\ l/s$$

Se desea que no se acumule una lámina mayor de 20 centímetros sobre la cubierta

La descarga en los tubos verticales es:

$$Q = \mu\ w\sqrt{2gh}$$

$$w = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gh}}$$

Donde,
μ es el coeficiente de orificio (igual a 0,68 según King y Brater 1962)
w, es el área del tubo (m^2)
Q es el caudal (0.020 m^3/s)
g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
h es la carga (0.20m)

$$w = \frac{0.020}{(0.68)x((2x9.81x0.20))^{0.5}} = 0.0148m^2$$

El área del tubo en función del diámetro es:

$$w = \frac{\pi\ D^2}{4}; D = \left(\frac{4w}{\pi}\right)^{0.5} = \left[\frac{(4)\ (0.0148)}{3.14}\right]^{0.5} = 0.137m$$

D = 14 cm que traducido en diámetros comerciales será de 15 cm

---

Independiente del método o modelo que se use, los caudales en áreas urbanas están fuertemente influenciados por la proporción de áreas impermeables que se deben tener presentes en el análisis. Estos métodos, extensamente usados en la práctica ingenieril, son adecuados, si se emplean con criterio para estimaciones preliminares y sobretodo, en áreas reducidas. Actualmente, el uso de modelos matemáticos de fácil utilización, han desplazado el uso de los métodos, manuales especialmente, en proyectos de cierta envergadura donde se consideran factores que no se tienen en cuenta en estas fórmulas, como el retardo de los caudales para llegar a diferentes partes del sistema.
De igual forma, todos los conceptos hidrológicos de los capítulos 5-7-8, así como la recolección extensiva de datos, están restringidos a trabajos de análisis e investigación generalmente relacionados con proyectos extendidos u organismos de investigación. El ingeniero de diseño práctico en su actividad, hace uso de información ya procesada sobretodo de "Tormentas de Proyecto" o de curvas IDF (Figura 11.1) (Fernández et al, 1999).

Estructuras de desagües pluviales

Se trataran los tipos más clásicos de estructuras usadas en relación con la recolección de los caudales generados por lluvias en áreas urbanizadas. En las Figuras 11.2 y 11.3 (WPCF, 1969), se presentan las bocas de tormenta o sumideros que permiten la entrada del agua de las calles al sistema de drenaje y su localización y diseño se debe considerar con cuidado. En relación con la Figura 11.2 se consideran tres tipos básicos de bocas de tormenta, las cuales pueden tener diversas variaciones:

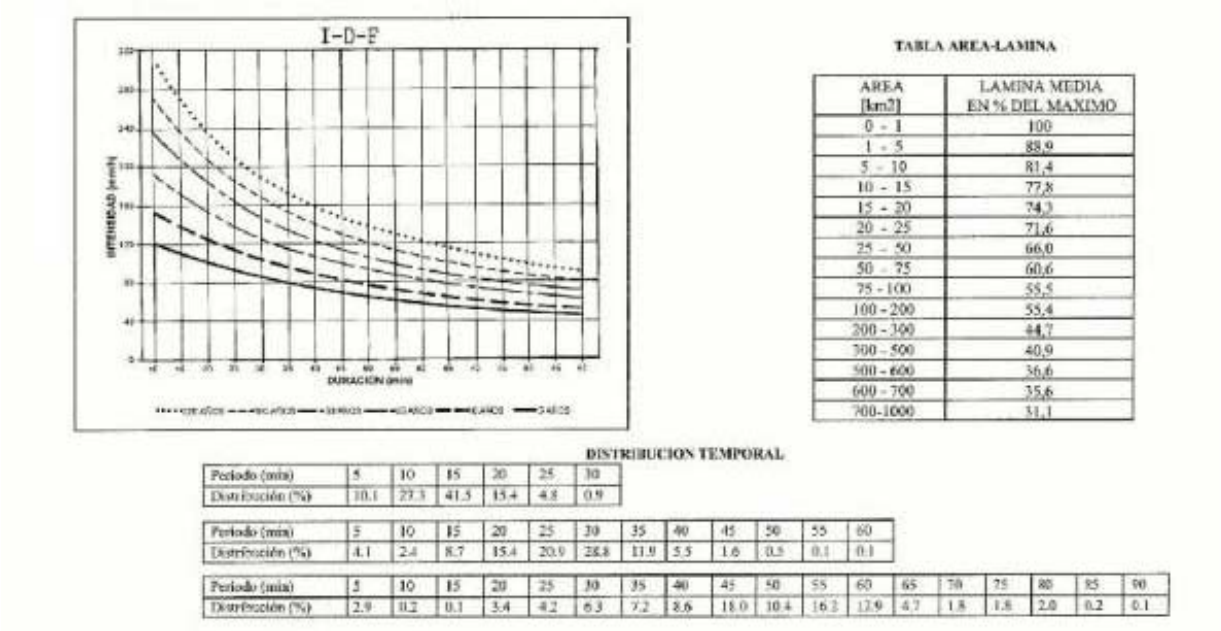


Figura 11.1 Curvas IDF. Tormenta de proyecto en base a mediciones en el pedemonte del Gran Mendoza.

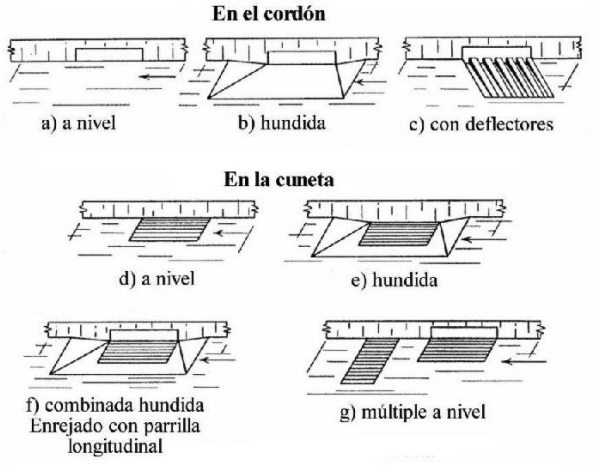


Figura 11.2 Tipos de bocas de tormentas o sumideros.

Figura 11.3 Boca de tormenta o sumideros en el cordón

- Bocas de tormenta en el cordón**.** Como se aprecia en la Figura 11.3, es una abertura vertical que se extiende una cierta longitud a lo largo del cordón de la vereda donde ingresa el flujo de la cuneta al sistema de desagüe.
- Bocas de tormenta en la cuneta. La Figura 11.2 ilustra dos versiones de este tipo de boca: a nivel (d) y hundida (e). Son aberturas horizontales en la cuneta de la calle cubierta por una rejilla, a través de la cual pasa el flujo hacia el desagüe. Los ensayos y la experiencia indican que aquellas que tienen las barras de la rejilla paralelas al cordón (dirección del flujo) son más eficientes y presentan menos posibilidades de ser obstruidas. La rejilla debe tener una abertura de un ancho no mayor de 2.5 cm de modo que no sean una trampa para bicicletas. Este tipo de boca no genera obstáculos al tránsito de automóviles, porque incluso si llevan deflectores, la cara superior de los mismos deben estar al nivel de la base de la cuneta.
- Bocas de tormentas combinadas**.** La Figura 11.2 (f y g) presentan dos tipos de estas las cuales tienen boca tanto en el cordón como en la cuneta. Normalmente, se colocan coincidiendo las dos (Figura 11.2 f) o a veces puede llevar una desplazada hacia aguas abajo (11.2 g) o también aguas arriba.
- Bocas múltiples**.** Se consideran así a dos o más bocas muy poco espaciadas y que actúen como una unidad cada una, pueden ser de cualquiera de los tipos mencionados.

La separación de bocas de tormenta en las calles depende mucho de las condiciones de la pendiente y la capacidad de drenaje de la cuneta. En términos indicativos las distancias varían entre 40 y 60 metros. En el diseño y la localización de bocas de tormenta se debe evaluar la importancia relativa de posibles obstrucciones; molestias y peligros para peatones (especialmente niños), tránsito de bicicletas y automóviles; y costos. Estos conceptos a veces son más relevantes que el cálculo hidráulico detallado. El uso de modelos de diseño de desagües pluviales a los que se hace referencia al final de este capítulo permiten rápidamente considerar diversas alternativas de diseño.

Algunas consideraciones a tener en cuenta en el diseño de bocas de tormenta (Wirght et al, 2001) son:

- El diseño y espaciamiento de las bocas de tormenta, debe ser tal que del 5 al 10 por ciento del flujo de la cuneta que llega a una de ellas debe pasar hacia la otra boca de aguas abajo, siempre que esta transferencia de flujo no genere problemas a los peatones ni al tránsito vehicular.
- Si existen problemas de obstrucción y el caudal de diseño es bajo, se debe usar la boca de cordón hundida (Figura 11.2,b). Si el caudal de diseño es elevado usar la boca combinada hundida (Figura 11.2f). Las bocas combinadas son las menos expuestas a ser obstruidas por basura.
- Si la pendiente de la calle es mayor del 5% se deben usar deflectores (Figura 11.2c)

- Para pendientes menores del 5% y en todos aquellos casos en que la obstrucción es un problema, se debe usar la boca a nivel en la cuneta (Figura 11.2d) o la combinada (Figura 11.2g) con una rejilla de barras longitudinales, es decir, en el sentido de la dirección del flujo.
- En el caso de calles muy planas, se debe inclinar la cuneta en dirección hacia la boca de tormenta.
- La profundidad del agua en las cunetas y en su área de drenaje debe ser la menor posible, teniendo presente la seguridad de los peatones, especialmente niños que corren peligro con velocidades del agua mayores de 3 m/s.

El capítulo 8 proporciona las ecuaciones de cálculo para diferentes secciones transversales. La sección triangular dividida por 2, permite ser usada en cunetas. Para el cálculo del canal de desagüe ó la tubería se puede emplear la ecuación de Manning (Capítulo 8):

$$Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} S_f^{1/2} \qquad (11.1)$$

Donde: Q es el caudal de diseño Q (en m^3/s).
S_f es la pendiente de fricción.
n es el coeficiente de Manning.
A es el área de la sección (en m^2).
R_H es el radio hidráulico (en m).

Si el conducto es circular con diámetro D y suponiendo que la tubería fluye casi llena pero no a presión se tiene:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \qquad (11.2)$$

$$R_H = \frac{D}{4} \qquad (11.3)$$

Reemplazando las expresiones 11.2 y 11.3 en 11.1, simplificando queda:

$$Q = \frac{0.3116}{n} D^{8/3} S_f^{1/2} \qquad (11.4)$$

Despejando el diámetro de la tubería, D, se tiene:

$$D = \left(\frac{3.21\, Q \,.\, n}{S_f^{1/2}} \right)^{3/8} \qquad (11.5)$$

También en la práctica de ingeniería, se emplea la ecuación de Hazen – Williams que en el sistema internacional de unidades se expresa como:

$$V = 0.85\, C\, R_H^{0.63} S_f^{0.54} \qquad (11.6)$$

Donde V es la velocidad del flujo en m/s.
C es el coeficiente de Hazen - Williams

De la ecuación de Continuidad:

$$Q = A \cdot V \tag{11.7}$$

Sustituyendo el valor de la velocidad en la ecuación 11.7, se tiene:

$$Q = 0.85A \cdot C \cdot R_H^{0.63} S_f^{0.54} \tag{11.8}$$

Reemplazando en 11.8 las ecuaciones 11.2 y 11.3, queda:

$$Q = 0.2787\ D^{2.63} C\ S_f^{0.54} \tag{11.9}$$

$$D = \left(\frac{3.58 \cdot Q}{C \cdot S_f^{0.54}} \right)^{0.38} \tag{11.10}$$

Los valores de los coeficientes de Maning (n) y de Hazen - Williams (C), se presentan en las Tablas 11.3 y 11.4 respectivamente.

Tabla 11.3 Valores de n de Manning.

Material del conducto	**n**
Conductos cerrados	
Tubo abierto	
Cemento	0.011-0.015
Ladrillo	0.013-0.017
Hormigón	
Terminación Fina	0.012-0.014
Terminación gruesa	0.015-0.017
Tubos de hormigón	0.011-0.015
Tubo metal corrugado	0.018-0.022
Tubos PVC	0.011-0.015
Tubos de arcilla vitrificados	0.011-0.015
Canales abiertos revestidos	
Asfalto	0,013-0.017
Ladrillos	0.012-0.018
Hormigón	0.011-0.020
Rip-rap o empedrados	0.020-0.035
Pastos	0.030-0.040
Canales abiertos no revestidos	
Escavados en tierra rectos y uniformes	0.020-0.030
Con curvas	0.025-0.040
En roca	0.030-0.045
Sin mantenimiento	0.050-0.14
Canales naturales	
Sección regular	0.03-0.07
Sección irregular	0.04-0.10

Tabla 11.4 Valores de C de Hazen-Williams

Material del conducto	*C*
Fundición nueva	130
5 años de servicio	120
10 años de servicio	110
20 años o más	100
Madera	120
Hormigón con encofrado metálico	140
Hormigón con encofrado de madera	120
Hormigón centrifugado	130
PVC	150

Ejemplo 11.2
Calcular el diámetro (D) de una tubería de asbesto cemento para drenaje pluvial con los siguientes datos:

Caudal de diseño: $Q = 0.5\ m^3/s$
Pendiente: $S_f = 0.005$
Coeficiente de Manning: $n = 0.011$
Coeficiente de Hazen Williams: $C = 130$

Solución:
a) Usando Manning (Ecuación 11.5), se tiene:

$$D = \left(\frac{3.21\, Q \,.\, n}{S_f^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = \left[\frac{(3.21)(0.5)(0.011)}{(0.005)^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$D = \left(\frac{0.018}{0.071} \right)^{3/8} = 0.5943 = 0.60m$$

b) Usando Hazen-Williams (Ecuación 11.10), queda:

$$D = \left(\frac{3.58 \cdot Q}{C \cdot S_f^{0.54}} \right)^{0.38}$$

$$D = \left[\frac{(3.58)(0.5)}{(130)(0.005)^{0.54}} \right]^{3/8} = 0.586 = 0.60\,m$$

Se selecciona una tubería de diámetro de 24" (D = 61 cm)

11.5 REDES DE RIEGO COMO SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL

En ciertas ciudades de zonas áridas y semiáridas, tradicionalmente rodeadas de tierras irrigadas por canales abiertos, el crecimiento urbano ha invadido las áreas cultivadas, así los canales y acequias de riego funcionan en áreas que hoy son residenciales, comerciales o industriales. En Estados Unidos ciudades como Denver, Boulder, Englewood y otras presentan esta situación.
En Argentina, la ciudad de Mendoza, en la zona árida, en el centro oeste del país y en el piedemonte de la precordillera de Los Andes es un caso típico, donde los canales y acequias de riego se han mantenido por dos razones, primero para permitir el paso de las aguas por el casco urbano hacia las tierras irrigadas de aguas abajo y segundo, como fuente de agua para el arbolado público. Se puede decir sin equivocarse que todas las ciudades de la provincia de Mendoza, ubicadas en áreas al pie de la montaña o en la llanura, tienen este sistema de riego del arbolado público por acequias (canales abiertos).
Históricamente, antes de la extensión urbana, los agricultores no tenían demasiada preocupación por la presencia de aguas pluviales luego de una tormenta, debido a que el área urbana era reducida y existía mayor extensión de tierras con cultivos; adicionalmente, se tenía un alto grado de infiltración y los canales rara vez sufrían daños por efecto de los derrames producidos por los escurrimientos pluviales. Cuando esto sucedía, no era gran problema su reparación para tener nuevamente el canal en operación. La creciente urbanización ha incrementado la gravedad de este problema:

- Los canales de riego son diseñados con un criterio contrario a los de recolección de aguas pluviales, es decir, disminuyen su sección hacia aguas abajo en lugar de ir incrementándola. Esto es un problema de difícil solución, sobretodo cuando la urbanización dificulta o directamente impide aumentar su capacidad de conducción aguas abajo.
- Los canales abiertos son lugares de gran acumulación de escombros y basuras que resultan en graves interrupciones para el flujo en puentes, alcantarillas y sifones, especialmente en tormentas de cierta magnitud, produciendo derrames altamente dañinos y peligrosos. Las acequias y sifones de riego totalmente inundados, resultan una trampa mortal para personas y animales.

La solución no es fácil y sobre todo es de elevado costo. Un estudio detallado de la dirección y magnitud de los escurrimientos pluviales, con los métodos actuales de modelación de lluvia – caudal, ligado a sistemas de información geográfica, permite establecer áreas de aporte hacia sistemas menores de tuberías, de modo que buena parte de los escurrimientos no lleguen a áreas más bajas y puedan ser directamente derivados hacia zonas alejadas donde se controlen mediante lagunas de laminación (Capítulo 9). En estos casos, el sistema mayor de las calles es el que aporta a las acequias de riego, provenientes de áreas urbanas menores. La construcción de parques y espacios verdes con lagunas de laminación, son altamente deseables donde sea factible.
Cualquiera sea la posible solución, un detallado análisis de la situación, con técnicas modernas y criterios de urbanistas e ingenieros, pertimitirá seleccionar la mejor. En esto hay una regla de oro, en lo posible no se debe usar la red de riego de canales y acequias para drenaje de aguas de escurrimientos pluviales.

11.6 MODELOS

Los conceptos básicos de modelos de cuencas, desarrollados en el capítulo 7, son válidos en los modelos específicos aplicados en la hidrología urbana. La modelación hidrológica de cuencas

urbanas se inició de la hidrológía de cuencas en general, a partir de fines de la década del 60 del siglo pasado y más precisamente en la del 70 que se convierte en una rama desarrollada.
El análisis y la investigación deben determinar parámetros adecuados y desarrollar métodos, pero es tarea del propio investigador producir herramientas y modelos simples de aplicación práctica para el ingeniero de diseño.

- Modelo "**S**torm **W**ater **M**anagement **M**odel" (SWMM) de la "Environmental Protection Agency" (EPA) de USA. La agencia EPA, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército y el National Weather Service de USA, al igual que el ya mencionado "Road Research Laboratory" del Reino Unido, fueron organismos líderes en la investigación y desarrollo de métodos y modelos de Hidrológía Urbana. El SWMM, fue desarrollado en el laboratorio del EPA, desde 1969 al 1970, la Versión I data de 1971. En este libro, se expone sobre la versión 5 del 2005. Desde el punto de vista de su estructura de computación, es un modelo de bloques temáticos, donde cada operación está contenida en un "block". Estos blocks se combinan como desee el usuario.
  El SWMM es un modelo dinámico de simulación de precipitación-escorrentía, para el cálculo tanto de la cantidad, como la calidad de aguas provenientes principalmente de áreas urbanas.
  El modelo se puede usar para simular eventos aislados, como para simulación continua (Capítulo 7). El modelo se desarrolla en el CD.
- Modelo HEC-1; HEC-HMS. Ver descripción en el Capítulo 7 y aplicación en el CD.
- Modelo AR-Hymo. Para la descripción ver el Capítulo 7 y aplicaciones en el CD.
- Modelos Comerciales de diseño de desagües pluviales urbanos. Actualmente existen modelos comerciales cuya referencia se indica en el Apéndice B

11.7 EL CRECIMIENTO URBANO Y LOS DESAGÜES PLUVIALES

Históricamente, los primeros establecimientos de ciudades fueron realizados, en gran cantidad de casos a orillas o cerca de cursos de agua, con el fin primordial de abastecimiento. En esas condiciones esos cursos de agua eran a su vez desagües naturales de aguas de lluvias o aguas servidas de la ciudad. En ciudades de mayor importancia, incipientes sistemas de desagües urbanos o sistemas de cloacas de mayor o menor complejidad cumplían también estos fines sin constituir grandes desafíos para los proyectistas.
De mayor o de menor extensión, los núcleos urbanos tenían zonas pavimentadas relativamente pequeñas, de modo que la proporción de áreas impermeables eran despreciables. En los últimos años y principalmente a partir de la década del cincuenta, la sociedad se hizo más urbana y como consecuencia de ello, los centros urbanos se extendieron considerablemente. A esto se agregó la demanda de los ciudadanos de mayor higiene y seguridad en el tránsito, aumentando irracionalmente la proporción de áreas impermeables. Ambos factores, crecimiento e impermeabilización, fueron creando mayor necesidad de estudios y mejores diseños de los sistemas de drenaje urbano. De esta manera, planificadores urbanos, ingenieros e investigadores, fueron creando técnicas de análisis y diseño más apropiadas, dando lugar al desarrollo de la hidrología urbana.
El planeamiento de drenaje para áreas urbanas en crecimiento necesita la predicción de factores como: crecimiento de la población, uso del suelo (residencial, comercial, industrial) y en cada uno de ellos la proporción de zonas impermeables. Los modelos que se han visto y la integración de los mismos con sistemas de información geográfica, permiten analizar

rápidamente diversos escenarios de crecimiento y uso del suelo facilitando una labor que antes era muy laboriosa.

Las necesidades de investigación en Hidrológía Urbana son:

- Proporción del crecimiento de los caudales por efecto de la urbanización. Esto está muy ligado al tipo de uso del suelo que se se genere con las nuevas urbanizaciones. En el marco de estas investigaciones, se deben considerar métodos que aconsejan aspectos, tales como: calles siguiendo las curvas de nivel del suelo (en zonas con pendientes), intercalación de áreas verdes que sean a su vez lagunas de laminación, etc. Es evidente que esta medida es aplicable sólo cuando hay disponibilidad de extensiones de tierra sin urbanizar e inaplicables en centros urbanos densamente poblados. Con la implementación de este tipo de concepto se logra un mejoramiento desde el punto de vista hidráulico y estético de los cursos naturales de drenaje que cruzan el área urbana.
- Recolección de datos de lluvia y caudales en cuencas urbanas experimentales para determinar también niveles de contaminación de esas aguas.
- Análisis de lluvias intensas en la zona y desarrollo de curvas o ecuaciones de IDF o "Tormentas de Proyecto".
- Determinación de parámetros del cálculo de la escorrentía, desde el simple coeficiente de escorrentía, C, de la Fórmula Racional, hasta los parámetros de hidrogramas sintéticos (Clark Snyder, SCS del capítulo 7) o los múltiples parámetros de modelos como el SWMM.

Se debe tener un especial cuidado al usar datos de sistemas existentes. Si estos sistemas son ineficientes, el diseño de otros sistemas en base a ellos simplemente serán inadecuados.

11.8 EFECTOS HIDROLÓGICOS DE LA URBANIZACIÓN

El manejo y control de las aguas de lluvias en ciudades, es un tema generalmente descuidado y poco deseado por los gobiernos. No obstante, es este un tema prioritario en relación a la defensa del bienestar de la población en prácticamente todas sus actividades y por lo tanto de responsabilidad pública. Entonces, es importante destacar cuales son los efectos principales que producen las urbanizaciones sobre los escurrimientos pluviales. Estos efectos, generalmente indeseables, se pueden amortiguar en gran medida con un adecuado planeamiento urbano que incluya entre sus componentes el inteligente diseño del drenaje de aguas pluviales. Entre los efectos más conocidos están el aumento de los escurrimientos superficiales por disminución de la capacidad de infiltración del suelo y de la retención en la vegetación que se destruye. Otro efecto directamente ligado al anterior, es la reducción del tiempo de concentración de la cuenca, por el incremento en la velocidad del agua y el consiguiente aumento de los caudales máximos. Aparte de estos efectos existen otros que se deben tener en cuenta (Tabla 11.5), aunque no en todos los casos se dan simultáneamente.

Tabla 11.5 Acciones y efectos de la urbanización

Acción	Efecto
Remoción de la vegetación	Disminución de la evapotranspiración y de la retención por la vegetación. Elevación del nivel freático
Remoción masiva del suelo para nivelación y urbanización	Aumento de la erosión y eliminación de pequeños cursos de agua naturales
Pavimentación de calles, áreas comerciales y de estacionamiento, etc.	Disminución de la infiltración, aumento del volumen y del pico de los escurrimientos.
Falta de sistemas adecuados de limpieza	Aumento de la polución de las aguas pluviales
Estrechamiento inadecuado de canales naturales, eliminación de planicies inundables	Aumento de los peligros de daños por efecto de las crecientes e inundaciones

11.9 DIVERSAS ALTERNATIVAS PARA EL MANEJO DE AGUAS PLUVIALES

Básicamente, son dos las formas de encarar el control de los escurrimientos pluviales urbanos:

- Medidas estructurales, cuyo objetivo básico, como se expone en este capítulo es el control mediante redes de conducción (tuberías, canales) y lagunas de laminación. (capítulo 9)
- Medidas no estructurales, que se refieren a medidas de prevención, planeamiento, desarrollo de espacios abiertos y/o verdes. Sistemas de alerta automáticos o nó (capítulos 13 y 14). Educación de la población para casos de crecientes, aluviones o inundaciones. Manejo adecuado y controlado de las planicies inundables (leyes y reglamentaciones de uso del suelo).

Resulta importante destacar que la solución es generalmente una combinación adecuada de ambas formas de control y manejo.

12

Modelos de Cuencas Nivales

La precipitación nival juega un rol muy importante en ríos de latitudes medias que tienen sus nacimientos en las altas cumbres. Ríos de zonas subtropicales con nacientes en cuencas altas tienen componentes de fusión nival o de glaciares.
Un concepto clave en el estudio de ríos de régimen nival es el retraso entre la época de acumulación (invierno) y la de fusión o disponibilidad de volúmenes (verano). En el contexto de ríos con aportes nivales, se pueden presentar tres situaciones diferentes: primero, ríos de régimen fundamentalmente nival y con aportes de glaciares y/o de acuíferos congelados; segundo ríos de régimen pluvio-nival con ambos aportes, que se pueden manifestar en forma superpuesta o desfasada en el tiempo; tercero, ríos de régimen glacial donde obviamente la precipitación nival es la alimentadora de los glaciares, pero que su manifestación no es igual a los de régimen nival.
En general, por el tipo de tormentas que la producen, la precipitación nival tiende a ser más uniformemente repartida sobre áreas que la lluvia, sin embargo, su acumulación se ve fuertemente afectada por factores como: elevación, pendiente, exposición y cobertura vegetal. Comúnmente, la acumulación de nieve aumenta con la elevación por el efecto combinado de bajas temperaturas y el incremento de la precipitación por efecto orográfico. Todo esto tiende a hacer más compleja la estimación de la cobertura de nieve en cuencas extensas. No obstante, las mediciones en sitios característicos (rutas de nieve), el uso extendido y perfeccionado de imágenes de satélite y de mapeos con sistemas de información geográfica hacen esta tarea cada vez más accesible y exacta.

12.1 HIDROLOGÍA NIVAL

La hidrología nival ha tenido un menor desarrollo, en relación con las otras ramas de la hidrología expuestas en los capítulos precedentes. Esto puede atribuirse, en principio, a las dificultades inherentes a la medición en condiciones climáticas adversas. Los métodos modernos de estaciones telemétricas, y la generalización de los levantamientos por imágenes de satélite, son factores que están potenciando el desarrollo acelerado de la hidrología nival.
Dentro de los desarrollos pioneros, se deben destacar los estudios del U. S. Army Corps of Engineers, del U. S. National Weather Service y de investigadores como Anderson et al. (1964), Winston (1965), Amorocho et al. (1966), Eagleson (1970), Branson et al. (1981) Gray (1973), Martinec et al. (1994), entre otros. En el marco de una breve reseña de la hidrología nival, es importante mencionar las investigaciones realizadas en conjunto a partir de 1945 por el Weather Bureau y el U.S. Corps of Engineers (1956, 1998).
En términos generales, la hidrología nival se puede definir como el conocimiento de los factores meteorológicos que producen la precipitación nival, mecanismos de masas de aire y frentes, efectos orográficos, distribución de temperaturas en espacio (alturas) y en tiempo. En cuencas nivales, el régimen del río en épocas de fusión nival está totalmente correlacionado con la variación de la temperatura horaria en las altas cuencas. En la evaluación de la escorrentía por fusión nival, se deberá tener en cuenta las condiciones hidráulicas del flujo en la red hídrica, desde las altas cumbres hasta los valles, los retrasos propios de las distancias, las pendientes y las condiciones geométricas del cauce principal.

Igualmente, resulta frecuente considerar el efecto de caudales producidos por glaciares y entregados por acuíferos subterráneos formados por depósitos de glaciares subterráneos. Estos últimos, suelen generar flujos no esperados en años con escasa precipitación de nieve. Lo cierto es que, la importancia de los caudales producto de la fusión nival, con su enorme impacto económico (generación hidroeléctrica, riego, etc.) y social, hacen, de esta faceta del diseño hidrológico un tema primordial.
No es tema de este libro, los estudios de laboratorio de nieve, a cuyos antecedentes se refiere la bibliografía Amorocho et al (1966) pero si el aspecto práctico de la acumulación y la fusión nival, como conceptos teóricos básicos de los modelos de cuencas nivales.

12.2 PRECIPITACIÓN NIVAL

La precipitación nival es de gran importancia en cuencas, especialmente montañosas ubicadas a latitudes superiores a los 30º o 35º, o, incluso en latitudes menores cuando por la altura de las montañas o de planicies elevadas, existen significativas precipitaciones de nieve o aporte de glaciares permanentes.
Son numerosas las cuencas y regiones donde los ríos son fundamentalmente de régimen nival o glaciar, teniendo la lluvia menor importancia en términos de rendimiento de la cuenca. Un claro ejemplo de estos son los ríos provenientes de la cordillera de los Andes de la Provincia de Mendoza (Argentina) situados entre 33º y 37º de latitud sur, cuyas cuencas (a altitudes superiores a los 3.000 m s.n.m.) proporcionan el agua para la población, la irrigación y la industria. Por lo tanto, toda la actividad económica de la zona depende directamente de la nieve que precipita entre mayo y septiembre. Igualmente, en estas cuencas nivales el régimen de temperaturas del verano adquiere importancia en la ocurrencia y magnitud de las crecientes de primavera y verano. En la misma situación, se encuentran muchas de las cuencas de los Alpes que tienen embalses de regulación para la producción de energía eléctrica. Con un inteligente manejo de los ríos (regulación mediante embalses), adecuados sistemas de muestreo y monitoreo de la nieve y de temperatura, estos ríos resultan ser altamente manejables, tanto en los pronósticos de volúmenes y caudales, como en alerta de crecientes.
En cuencas de régimen pluvio–nival, la presencia de mantos de nieve adquiere una especial relevancia en crecientes repentinas, producidas por lluvias sobre la nieve y condiciones de altas temperaturas del aire, como se verificó en el NO de Italia con las inundaciones de 1996.

12.3 MANTO DE NIEVE (“SNOW PACK”)

El manto de nieve es un embalse congelado, donde se puede llegar a medir el volumen de agua contenido y pronosticar adecuadamente, en función de predicciones de demandas.
En cuencas pluviales, midiendo la lluvia, se puede pronosticar la escorrentía esperada en forma inmediata; en la nieve en cambio, existe un desfase entre la época de la precipitación y la de la escorrentía. Por ello, los modelos de pronóstico de caudales de cuencas nivales, consideran un proceso de caída y acumulación y luego, a veces con meses de diferencia, la fusión y la escorrentía.
La acumulación de nieve sobre la superficie del suelo (“Snow pack”) sufre permanentemente transformaciones. Esta acumulación, es volumen de agua retenida en un “embalse” que sufre un retardo entre el momento de la precipitación y el momento en que se produce la escorrentía. En el río Mendoza, en Argentina, por ejemplo, las nevadas importantes se producen entre mayo y agosto o septiembre, pero la escorrentía causada por la fusión nival, se produce a partir de

octubre o noviembre, con valores máximos en diciembre y enero. Por lo tanto, una correcta evaluación de la nieve acumulada y de las variables que afectan la fusión y la escorrentía, permite pronosticar, con meses de anticipación, el volumen de agua que estará disponible en el próximo verano.

Estructura del manto de nieve

A fin de entender los fundamentos de los modelos que se exponen en este capítulo, es necesario conocer conceptos referentes a la transferencia de calor y almacenamiento de agua en el manto de nieve.

En principio un concepto básico está relacionado con la "metamorfosis" que sufre la nieve acumulada. La nieve fresca, recién caída permanece en un estado cristalino claramente definido, con bordes afilados en cada cristal de nieve. Al pasar el tiempo los cristales individuales pierden su forma original y se hacen redondeados, lo cual les permite ligarse unos a otros, llegando finalmente a constituir cristales grandes, uniformes y granulados. Este proceso, llamado de maduración ("ripening"), se puede realizar en períodos cortos de algunas horas, pero normalmente toma varios días o semanas dependiendo de la profundidad de la nieve. Así, al aumentar esta última, el período de maduración será mayor. Durante este proceso los cambios más notables son:

- Aumento de la densidad producida por el cambio mencionado en la estructura cristalina. Dependiendo principalmente de la temperatura del aire y el viento al caer la nieve, el valor de la densidad o el porcentaje equivalente de agua de la nieve fresca recién caída, es del orden del 10%, con variaciones entre 6% y 30%. En el proceso de la metamorfosis la densidad alcanza valores de 45-50% en mantos totalmente maduros. El manto de nieve madura contiene una pequeña cantidad de agua líquida del orden de 3 a 5% y se la llama "de primera". Generalmente, la densidad aumenta con la profundidad del manto como se aprecia en la Figura 12.1.

  Los dos factores que afectan la densidad son: la temperatura de la capa cercana a la superficie y la velocidad del viento.
- Variación de la temperatura del manto de nieve En las etapas tempranas la variación con la profundidad es marcada, desde aproximadamente 0ºC cerca del suelo hasta temperaturas por debajo del punto de congelación en las capas superiores. A medida que el manto de nieve "madura" se desarrolla un patrón más isotérmico; en la maduración completa el manto de nieve, es totalmente isotérmico y cerca de 0ºC. La cantidad de calor necesario, por unidad de área, para subir la temperatura del manto a 0ºC se llama el "contenido frío" de la nieve. Esto se expresa en términos de agua líquida producida en la superficie por fusión o lluvia, el cual calienta el manto hasta 0ºC.

Estudios realizados en Rusia (Beskow, 1947) muestran variaciones de la densidad con el viento desde 0.06 gr/cm^3 para vientos suaves, hasta 0.34 gr/cm^3 en situaciones de vientos fuertes. Un valor promedio de 0.10 gr/cm^3 es satisfactorio para uso en ingeniería a fin de transformar acumulación de nieve recién caída en equivalente de agua, y 0.4 en casos de nieves maduras. La Figura 12.1 da una idea clara de esta variación. Generalmente la densidad aumenta con la profundidad.

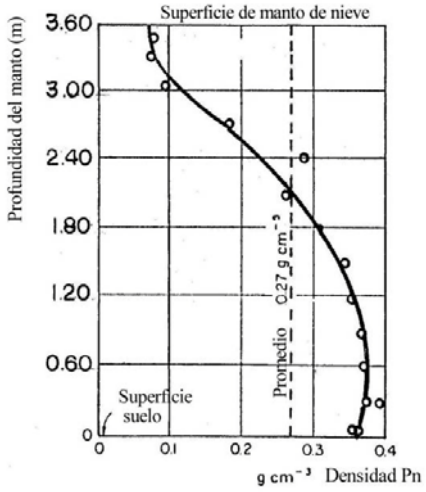


Figura 12.1 Variación de la densidad en invierno, (USA Corps of Engineer, 1998)

Propiedades térmicas del manto de nieve

Antes de que se produzca una apreciable cantidad de escorrentía, gran parte de la nieve debe ser conducida al punto de fusión y luego producir el calor latente de fusión. En hidrología, se trata este déficit total de calor como una pérdida inicial que se debe satisfacer antes de que ocurra una escorrentía importante, al igual que la pérdida inicial de agua que se debe suplir antes de producir escorrentía en una cuenca pluvial. Esto es un cálculo importante en pronósticos de escorrentía en cuencas nivales.

Para un determinado manto de nieve, la magnitud del déficit de calor dependerá del calor latente de fusión, del calor específico y de la conductividad térmica del manto de nieve. El calor latente de fusión del hielo es: 80 cal/g. Si bien en el marco de estos conceptos se han desarrollado complejas teorías, las investigaciones han mostrado que desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la densidad media del manto de nieve, ρ_n (Figura 12.1) es un buen índice del calor específico, C_n y de la conductividad térmica k_n. La siguiente ecuación de regresión sirve para estimar k_n, en cal/ºC/cm/seg:

$$k_n = \frac{22.7 \cdot \rho_n - 0.46}{10^4} \qquad (12.1)$$

Tabla 12.1 Propiedades Térmicas de la nieve (U.S.Army Corps of Engineers, 1998).

Densidad, ρ_n (g/cm^3)	**Calor específico, C_n (cal/g/ºC)**	**Conductividad térmica, k_n (cal/ºC/cm/seg)**
1.000 (agua)	1.0	0.00130
0.900 (hielo)	0.5	0.00535
0.540	0.5	0.00204
0.500	0.5	0.00157
0.440	0.5	0.00129
0.365	0.5	0.00092
0.351	0.5	0.00081
0.340	0.5	0.00075
0.330	0.5	0.00071
0.250	0.5	0.00048
0.130	0.5	0.00020
0.050	0.5	0.00006
0.001 (aire)	0.24	0.00006

Contenido de agua líquida en la nieve

Al igual que el suelo, el manto de nieve tiene una determinada porosidad que se define como el porcentaje de volumen de espacios vacíos en relación al volumen total. La Tabla 12.2 presenta los valores comparativos de la porosidad de la nieve y otros materiales.

Tabla 12.2 Valores comparativos de porosidad (Branson et al, 1981)

Material	Porosidad (%)
Arena de 0.75 mm	0.40
Arena mas gruesa de 1.1 mm	0.39
Grava de 2 mm	0.40
Nieve asentada por viento	0.67- 0.80
Nieve madura (grano fino)	0.60 – 0.77
Nieve madura (grano grueso)	0.50 – 0.78
Nieve nueva	0.80 – 0.87

Cuando la temperatura es menor de 0ºC no hay agua líquida presente y por ello se llama "nieve seca". Sin embargo, si la temperatura es igual o mayor de 0ºC, agua en estado líquido puede existir. El grado de humedad depende de la capacidad de retención de agua líquida del manto de nieve y se define en términos del porcentaje por peso de ésta.
Al igual que lo que ocurre en el suelo con su capacidad de retención de agua, en la nieve existe también un máximo valor de agua en estado líquido por encima del cual, el agua drena por acción de la gravedad. La Figura 12.2 muestra una relación empírica entre capacidad de retención de agua líquida y densidad de la nieve (Amorocho et al, 1966).

.

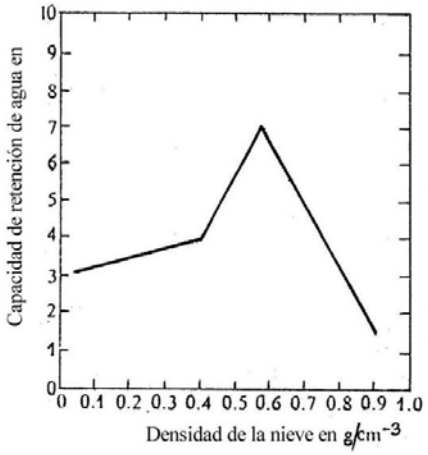


Figura 12.2 Variación de la capacidad de retención de agua líquida en la nieve en relación a su densidad

Llamando θ a la calidad térmica del manto de nieve, se define así la relación del calor necesario para generar una cantidad de agua de fusión y el calor suficiente para producir igual cantidad de agua en hielo puro a 0ºC. Se puede relacionar con contenido de frío, notando que el déficit de calor total, H_d, del manto está dado por:

$$H_d = \rho_n \cdot d_n \, L_{fn} + H_{cc} \qquad (12.2)$$

Donde: L_{fn} es el calor latente de fusión de la nieve (cal/g)
ρ_n es la densidad de la nieve (g/cm^3)
d_n es al profundidad del manto (cm)
H_{cc} es el contenido de frío del manto (cal/cm^2).

Si bien el valor de H_{cc} surge de una integral definida en los límites de la profundidad del manto z, entre 0 y d_n, a los fines prácticos del diseño, es conveniente expresar su valor en función de los valores promedios de las variables en la profundidad del manto, z así:

$$H_{cc} \cong \rho_n \, C_n \, d_n \, T_n \tag{12.3}$$

Donde: C_n es el calor específico del manto en cal/g/ºC
T_n es el promedio de decrecimiento de la temperatura, por debajo de cero en grados Celsius.

El contenido de frío del manto H_{cc}, en cal/ cm^2, se puede expresar también como su profundidad equivalente de agua líquida d_w, producida ya sea por lluvia sobre la nieve o por fusión a temperatura de 0ºC, así:

$$H_{cc} = L_f \; \rho_w \; d_w \tag{12.4}$$

Donde: L_f es el calor latente de fusión del agua, en cal/g ($L_f \cong 80$ cal/g).
ρ_w es la densidad del agua líquida a 0ºC en g/cm^3 (ρ_w = 1g/cm^3)
d_w es el equivalente de agua del contenido de frío en cm.

De las ecuaciones 12.3 y 12.4 y usando los valores de la Tabla 12.1 (C_n = 0.5 cal/g/ºC), se tiene:

$$d_w = \frac{\rho_n \cdot C_n \cdot d_n \cdot T_n}{\rho_w \, . \, L_f} = \frac{\rho_n \cdot d_n \cdot T_n}{160} \tag{12.5}$$

Con d_w y d_n en unidades de longitud; un promedio de alrededor de 0.254 centímetros es el valor medio de d_w en horas nocturnas bajo cielos claros.
El equivalente de agua en el manto de nieve es uno de los factores más importantes en hidrológía nival, en cuanto el volumen de agua almacenada en el manto de nieve (líquida y sólida) disponible para fusión.
El agua líquida en los poros del manto de nieve, puede presentarse al igual que el agua en el suelo (capítulo 2) como:

- Agua Higroscópica. Es agua adsorbida en una capa delgada sobre los cristales de nieve. No puede presentarse, como agua líquida, hasta que los cristales se fundan o cambien de forma.
- Agua Capilar. Es agua retenida por tensión superficial en los espacios capilares alrededor de las partículas de nieve. Esta agua, se mueve libremente bajo la influencia de las fuerzas capilares, pero no está disponible para escorrentía hasta que la nieve se funda, o se cambien los espacios entre los cristales.
- Agua Gravitacional. Agua en tránsito a través del manto bajo la influencia de la gravedad, drena y está disponible para escorrentía.

Desde el punto de vista hidrológico se consideran, la máxima agua higroscópica y la máxima capilar como la máxima cantidad que puede retener contra la gravedad (máxima capacidad de retención de agua en el manto) bajo cierta condición de metamorfosis y densidad (W_{max}).

Volviendo al concepto de calidad térmica, θ, esta se puede relacionar con el contenido de frío, mediante la ecuación 12.2, donde L_{fn} es el calor latente de fusión de la nieve. El calor necesario para producir d_m centímetros de agua de fusión desde hielo puro a 0ºC es:

$$\rho_w \,.\, d_m \,.\, L_f$$

$$d_m = (\rho_n / \rho_w) \,.\, d_n$$

$$\theta = \frac{H_d}{\rho_w \cdot d_m \cdot L_f} = \frac{L_{fn}}{L_f} + \frac{C_n \cdot T_n}{L_f} \qquad (12.6)$$

Cuando el manto está por debajo de 0ºC, $T_n < 0$, $L_{fn} = L_f$ y $\theta > 1$. En mantos de nieve maduros con cierto contenido de agua líquida $L_{fn} < L_f$ y $T_n = 0$ y $0.95 \le \theta \le 0.97$.

Al igual que en suelos, cuando el contenido de agua es menor que su máxima capacidad de retención, eso es "deficiencia de agua líquida", W_d. Cuando el contenido actual excede la máxima capacidad de retención, W_m, el agua en exceso es gravitacional y drena como escorrentía. W, se define como el porcentaje en peso del contenido de agua en el manto de nieve. Para mantos a 0ºC, se tiene:

$$\frac{L_{fn}}{L_f} = \frac{1-W}{100} \quad y \quad H_{cc} = 0$$

Luego de la ecuación 12.6 el contenido de agua en el manto de nieve se expresa mediante la siguiente expresión:

$$W = 100 \cdot (1 - \theta); \text{ para } T_n = 0^o\,C \qquad (12.7)$$

El porcentaje en peso del contenido de agua en el manto de nieve W y su máxima capacidad de retención W_m, juegan un papel importante en relación con el tiempo de retraso entre el inicio de la fusión o de la lluvia y el inicio de la escorrentía.

En diseño hidrológico y en pronósticos de caudales, el mayor interés se refiere a la cantidad de agua contenida en el manto de nieve o "equivalente de agua en nieve", es decir, la lámina de agua que resultará de la fusión. Este valor depende de dos factores: la profundidad del manto de nieve y la densidad del mismo. Ambos datos se obtienen de levantamientos in situ (rutas de nieve) realizados con tubos de nieve.

El tubo estándar de USA es un cilindro hueco de aluminio de 3.77 cm de diámetro interno, cortado en tramos de 76 cm atornillados en extensiones de igual longitud. Los tubos están marcados en intervalos de 1.3 cm.

Para poder penetrarlos en la nieve, la primera sección tiene una cuchilla de acero dentada que facilita la penetración por rotación del tubo.

Tubos métricos con una sección interna de 10 cm^2 (tubo estándar europeo) y escalas de 1 cm, son más frecuentemente usados en la actualidad.

Debido a la variación del manto de la nieve, las mediciones se establecen en lugares representativos y no afectados por factores externos de la cuenca, siguiendo rutas de nieve (snow course) a lo largo de las cuales se hacen varias penetraciones (generalmente 10). Finalmente, se obtiene un promedio de los valores de la ruta, considerado como el valor representativo de la muestra.

Actualmente, los levantamientos del área cubierta de nieve realizada por satélite, son de gran ayuda en los pronósticos de caudales en cuencas nivales.

Para el cálculo del contenido de agua que resultará en fusión, se siguen los pasos que se describen a continuación:

- El tubo se penetra verticalmente hasta el fondo del manto (snow pack).
- La profundidad se determina por observación de las marcas externas del tubo.
- El tubo y su contenido se extraen y se pesan para obtener la cantidad de agua presente en el recipiente.
- Como el tubo métrico tiene 10 cm^2 de área interna, el contenido de agua es la diferencia de peso entre el tubo lleno y el tubo vacío.

La densidad varía entre nieve fresca (recién caída) de 0.10 a 0.91 de nieve compactada en glaciares. Con fines prácticos, se supone 0.10 para nieve recién caída y 0.4 a 0.6 para acumulaciones considerables de mayor antigüedad al iniciarse la temporada de deshielo.

Ejemplo 12.1
Calcular el contenido de agua y la densidad de la nieve en una muestra, obtenida con tubo métrico, cuyos datos se presentan en las columnas 1 a la 4 de la Tabla 12.3.

Solución:
Se calcula la diferencia de peso entre el tubo vacío y lleno (columna 5). El contenido de agua (Columna 6), se evalúa como la diferencia de peso dividido diez, dado que:

$$10\ gr = 1\ cm\ de\ agua$$

$$(1cm \times 10cm^2 = 10cm^3 = 10gr)$$

Finalmente, la densidad de la nieve (columna 7) se evalúa como:

$$Densidad = \frac{contenido\quad agua}{profundidad\quad nieve}$$

Así: 30/85= 0.35
25/80= 0.31 y así sucesivamente:

Tabla 12.3 Cálculo de la densidad de la nieve del ejemplo 12.1

(1)	***(2)***	***(3)***	***(4)***	***(5)***	***(6)***	***(7)***
Muestra	***Profundidad nieve (cm)***	***Peso tubo vacío (gr)***	***Peso tubo lleno (gr)***	***Diferencia de peso (gr)***	***Cont.de agua-(cm)***	***Densidad (Adim)***
1	*85*	*600*	*900*	*300*	*30*	*0.35*
2	*80*	*600*	*850*	*250*	*25*	*0.31*
3	*90*	*600*	*920*	*320*	*32*	*0.35*
4	*81*	*600*	*855*	*255*	*25,5*	*0.31*
Promedios	***84***				***28.12***	***0.33***

En la práctica, se confunden los términos “Equivalente de Agua” y “Contenido de Agua”. Sin embargo, tienen diferente significado. El primero, es la cantidad de agua que se obtendría si la nieve se fundiera totalmente, mientras que el segundo, puede ser simplemente la cantidad de agua líquida contenida en una muestra de nieve en el momento de observación.

12.4 FUSION NIVAL

La fusión del manto de nieve depende de la energía disponible. La experiencia en ríos de régimen nival muestra claramente que a un invierno de fuertes nevadas, se pueden esperar, buenos o inclusive fuertes volúmenes de escurrimiento en la primavera y el verano siguiente, sin embargo, el pronóstico se puede ver afectado por un verano de bajas temperaturas y baja radiación.

El proceso de fusión involucra la transformación de la nieve/hielo de su estado sólido a agua líquida a través de la aplicación de energía calórica de fuentes externas. Se ha indicado que el calor latente de fusión del hielo es 80 cal/g. Este factor, generalmente debe ser ajustado a las condiciones actuales de la nieve, ya que el manto de nieve, no está en la forma de hielo puro a 0ºC. Esta relación, se ha mencionado como "calidad térmica", θ.

La tasa de fusión nival depende de diferentes procesos de transferencia de calor, así como de la condición del manto. La importancia relativa de estos procesos varía para cada estación de acuerdo a los factores meteorológicos que se presenten. También está fuertemente influenciada por condiciones locales tales como: la pendiente y orientación de las laderas, condiciones del suelo y la vegetación de la cuenca, tipo de cobertura (pastos, bosques, sin cobertura) elevación, exposición y otros factores que determinan la cantidad de energía que recibe el manto de nieve.

Las fuentes de energía que afectan la fusión nival pueden ser tres: la radiación solar, el calor latente de vaporización producido por la condensación del vapor de agua, o el calor de conducción trasmitido por el ambiente del entorno del campo de nieve, como el suelo, la lluvia y el aire. (Chow, 1964). La radiación solar es la más importante y en general en muchos modelos predictivos sólo ésta se considera como índice de temperatura.

Las cuatro mayores fuentes naturales de energía en la fusión nival son: radiación solar absorbida, radiación neta de onda larga (terrestre), transferencia desde el aire de calor convectivo y calor latente de vaporización por condensación del aire. Dos fuentes adicionales de menor importancia son: conducción de calor desde el suelo y contenido calórico del agua de lluvia.

La radiación solar (capítulo 2) es la principal fuente de energía que llega a la superficie terrestre. La cantidad de calor que la radiación solar transfiere al manto de nieve depende de la latitud, de la estación (declinación solar) y del arco diurno (la hora del día), de la cobertura forestal, de las condiciones atmosféricas (presencia de nubes y vientos) y de la reflectividad de la superficie de la nieve (albedo). La mencionada radiación solar de onda larga (terrestre) es una importante fuente de energía y de intercambio de energía en el manto de nieve. El intercambio de radiación de onda larga entre la superficie de la nieve y la atmósfera es muy variable, depende de factores como: nubosidad, humedad atmosférica (capítulo5), enfriamiento nocturno y condiciones de cobertura forestal si está presente.

Tanto el intercambio calórico por convección y condensación de calor, como el vapor de agua desde o hacia la superficie de la nieve y la atmósfera, depende de la temperatura del aire atmosférico y del gradiente de la presión de vapor en conjunto con el gradiente del viento en la atmósfera inmediatamente arriba de la superficie de la nieve.

Todos estos procesos son particularmente importantes bajo condiciones de tormentas, con advección de aire cálido y humedad relativa alta. En síntesis, no existe un sólo proceso o combinación de procesos de intercambio calórico con el manto de nieve aplicable; sin embargo, la relativa importancia de todo proceso, la dependencia de las condiciones atmosféricas, del medio ambiente y de la geografía de cada localidad, integran un conjunto de factores particulares que pueden ser usados en determinado tiempo y/o estación del año. Por esto los

métodos y modelos de pronóstico para diseño hidrológico, son generales y deben ser ajustados en cada caso.

Albedo

Dos de los principales componentes que inciden en la fusión nival son la radiación incidente de onda corta y su proporción reflejada. En el marco de este proceso la capacidad reflectante de la nieve (albedo) tiene gran importancia.

El albedo de la nieve varía dentro de un rango muy amplio. Nieve recién caída puede reflejar el 80% o más de la insolación incidente, mientras que nieve granular madura sólo el 40%. En regiones montañosas carentes de vegetación y con entornos de laderas de suelos desnudos, afectadas de fuertes vientos, la carga de polvo atmosférico, puede disminuir aún más ese valor.

Debido a la metamorfosis del manto de nieve, el valor del albedo cambia constantemente. La nieve es un buen reflector difuso, es decir, la intensidad de la luz reflejada es independiente del ángulo del rayo de luz incidente. Mientras esto es cierto para ángulos pequeños de la luz incidente, no es estrictamente válida para ángulos mayores. Altos albedos están asociados a los mayores ángulos de incidencia. Esta variación puede estar también parcialmente relacionada con la estructura de la nieve. En la mañana y al atardecer (ángulos mayores) influye la formación de costra en superficie y aumenta el albedo. Al mediodía, cuando la fusión es mayor (ángulos menores), la alta concentración de agua líquida en las capas superiores del manto, decrece el albedo. En la práctica se usa el albedo medio diario. La Figura 12.3 muestra la variación del albedo de la superficie de la nieve con la edad.

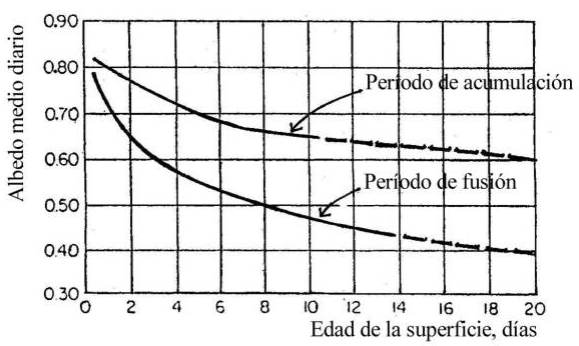


Figura 12.3 Variación del albedo de la superficie de la nieve con la edad. (USACE, 1956)

Escorrentía por fusión nival

El análisis de la escorrentía producida por fusión nival es un caso especial del análisis de producción de agua, dado que es la mayor fuente de agua en cuencas principalmente nivales. En diseño hidrológico, el mayor interés, no está centrado en la física de la nieve, sino en los efectos que la nieve produce en la escorrentía de las cuencas con aporte de nieve (volumen de escorrentía e hidrogramas).

En el pronóstico de volúmenes en cuencas con áreas nevadas, los métodos usan como variables independientes tradicionales: el equivalente de agua en nieve, determinado por mediciones en el invierno previo al pronóstico; el área cubierta de nieve determinada por imágenes de satélite y los caudales de base del mes anterior al inicio de la fusión. Resulta obvio decir que estos pronósticos se van ajustando mejor con la propia experiencia de años previos de pronóstico. Cuando, eventualmente se contara con un cierto número de variables a ser usadas como predictores, un análisis de PCA (principal component análisis. Yevjevich, 1972), puede

usarse para seleccionar aquellos que tienen mayor significancia o el análisis de coeficientes de correlación múltiple (capítulo 5).

Los pronósticos de volúmenes son útiles con fines operativos y de planificación, tanto en cuencas reguladas como no reguladas. En ambos casos estos pronósticos sirven para planificar mejor el uso del recurso a esperar, e incluso estar alertado ante la contingencia de posibles crecientes o definir usos restringidos en años que se esperan sean secos.
No obstante no se deben olvidar ciertas limitaciones en estos pronósticos: inseguridad en los relevamientos de los campos de nieve y la estimación del equivalente de agua en el manto de nieve ("water equivalent of snow-pack") principalmente en áreas extensas, o poco accesibles donde las estaciones o los relevamientos son escasos y por lo tanto poco confiables.
Otro factor que puede dar resultados imprevistos, sobre todo en años de poca nieve, es el aporte de acuíferos congelados en veranos de altas temperaturas. En relación a las temperaturas durante la estación estival, como se mencionó, éstas pueden distorsionar los pronósticos. En cuencas pluvionivales, el aporte de lluvias en primavera y verano, generan incertidumbres en los pronósticos de escurrimientos.
Como se ha mencionado uno de los métodos más tradicionales para pronosticar volúmenes estacionales es el de ecuaciones de correlación, del tipo:

$$y = a + bx \tag{12.8}$$

Donde: y es el volumen de escorrentía.
x es el índice que se toma como representativo del equivalente de agua en la nieve al final de la estación de acumulación.
a y b son las constantes de regresión .

o la correlación múltiple

$$y = a + bx + cz \tag{12.9}$$

Donde: z es otra variable, como por ejemplo el caudal de base al principio de la estación de fusión.
a, b, c son los coeficientes de correlación múltiple (capítulo 5).

Temperatura

La temperatura como índice de la fusión nival se usa ampliamente en la estimación de la escorrentía producto de la misma. La temperatura es una variable generalmente asociada al monitoreo meteorológico e hidrológico de cuencas; su extrapolación, desde las partes bajas a las más elevadas, es posible con cierto grado de seguridad como se expone posteriormente.
Las investigaciones realizadas en relación con los procesos energéticos involucrados en la fusión nival y la definición de la instrumentación necesaria, hacen cada vez más frecuentes la necesidad de tener datos de temperaturas. En el modelo de Anderson (1978), desarrollado más adelante, se entra en el detalle del uso de estos datos.
La temperatura es la mejor variable simple a ser usada para el cálculo de la fusión nival. El índice más común es el de grado-día que indica las temperaturas superiores a 0ºC, es decir, es el promedio diario de temperatura por encima del congelamiento. De no tener registros continuos de temperaturas, este se toma como "el promedio del máximo diario y del mínimo diario" que son más frecuentes de tener.

La temperatura no es la única causa de la fusión nival , no obstante, sigue siendo un método ampliamente usado. Las variaciones de caudal entre las horas del día y de la noche en ríos de régimen nival, corroboran este concepto. Períodos de tiempo distintos de un día, se han usado con índices apropiados de temperatura: grado-mediodía, grado-hora, etc. Algunas veces de observaciones locales se puede ver que el umbral de temperatura de fusión suele ser 1ºC o 3ºC en lugar de 0ºC.

Coeficiente de fusión nival

Resulta difícil establecer un sólo índice para toda la cuenca en todo el año, por esto la Tabla 12.4 da valores del coeficiente de fusión, C_f, obtenidos en primavera (cuando la lluvia y el viento no afectan la fusión), para diferentes ensayos en laboratorios de nieve en EE.UU.

Tabla 12.4 Coeficiente de fusión (C_f en mm/día) por grado-día centígrado encima de la temperatura de base (0ºC)

Laboratorio	**Valores de C_f**		
	Máximos	**Mínimos**	**Promedio**
Basado en temperaturas medias diarias			
CSSL	5.85	3.02	4.43
CSL	5.97	2.47	4.22
WBSL	4.93	1.19	3.06
Promedios	5.58	2.23	3.90
Basado en temperaturas máximas diarias			
CSSL	2.47	1.33	1.90
CSL	1.87	0.92	1.40
WBSL	2.74	0.68	1.71
Promedios	2.36	0.97	1.67

CSSL: Central Sierra Snow Laboratory
CSL: Coastal Science Laboratory
WBSL: Willamete Basin Snow Laboratory

En la Tabla 12.5 se presenta los valores del coeficiente de fusión, C_f, (U.S.Army Corps of Engineers, 1998), en mm/día/ºC, obtenidos en investigaciones posteriores y para diferentes escenarios

Tabla 12.5 Magnitud relativa del coeficiente de fusión, C_f, para distintos escenarios

Caso	**Descripción**	**C_f**
1	Día caluroso, sin cobertura de bosques Albedo 40%	3.11
2	Igual al caso 1. Con 40% cobertura de bosques	3.34
3	Igual al caso 1. 50% nublado	1.83
4	Igual al caso 1. Nieve nueva albedo 70%	2.10
5	Sin cobertura de bosques, fuerte viento, lluvia, día cálido	8.22
6	Igual al 5. Ventoso, lluvia suave	7.45
7	Igual al 6. Viento suave o sin viento	2.83

Comparando las Tablas 12.4 y 12.5 se observa que los valores del coeficiente de fusión, C_f, se pueden subestimar (tomando valores medios) cuando existen condiciones de vientos en días cálidos de lluvia sobre la nieve (casos 5 y 6). El valor de C_f se puede determinar por calibración en cuencas con datos de aforo y conocimiento del área cubierta de nieve.

$$\overline{C}_f = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{C_{f\,i}}{D_i} \qquad (12.10)$$

Donde: n es el número de días

$C_{f\,i}$ es la fusión nival en milímetros/día /ºC

D_i es la diferencia de temperatura media del día con la base que se toma 0ºC, en grado/día por día

Grados-día = $T_a - T_b = D_i$

T_a es la temperatura media del día.

T_b es la temperatura de base bajo la cual no hay fusión, generalmente se toma entre 0º y 3ºC

Ejemplo 12.2

Calcular el valor de $\overline{C}_f$ en mm/día/ºC para una cuenca con 1000 km^2 de área cubierta de nieve, donde se han registrado los valores de caudales y grados/día de la tabla 12.6.

Tabla 12.6 Determinación de $\overline{C}_f$ en mm/día/ºC

1990 Diciembre	D_i *Grado/día ºC*	Q_i *Caudal m^3/s*	C_{fi} *mm/ºC/día*
15	*10*	*80*	*1.24*
16	*9*	*75*	*1.30*
17	*7*	*70*	*1.56*
18	*8*	*78*	*1.52*
19	*10*	*81*	*1.26*
20	*11*	*85*	*1.20*
21	*12*	*90*	*1.16*
22	*12*	*98*	*1.27*
23	*11*	*100*	*1.41*
24	*10*	*110*	*1.71*
			Suma = 13.63

En la primera columna están los días del mes, en la segunda, los datos de grados-día. Cuando el área se divide en zonas altitudinales, se obtiene ($T_a - T_b$) para cada zona y se calcula para cada día el promedio ponderado de cada zona en función del área de la franja. En la tercera columna se muestran los datos de caudales medidos (Q_i) en m^3/s para la cuenca bajo estudio. Y en la cuarta columna se presenta el valor de $C_{f\,i}$ en mm/día/ºC calculado con la siguiente ecuación de pasaje

$$C_{f\,i} = \frac{\left[\dfrac{Q_i \cdot (155.52)}{área(A)}\right]}{D_i} \qquad (12.11)$$

El factor 155.52, surge de el nº de segundos de un día (86400) el factor de equivalencia de grados centígrados, ºC, a Fahrenheit ºF (1.8), el producto de metros a milímetros y el cociente de kilómetros cuadrados, km^2, a metros cuadrados, m^2 (en el factor está incluida la reducción de km^2 a m^2 y la reducción de m a mm). Si hay datos de grados-día y caudales en la cuenca y

estimación del área activa de cobertura de nieve; C_f se obtiene de la ecuación 12.11 y el procedimiento que se ilustra en el ejemplo. Luego de la tabla 12.6, para un total n de 10 días se tiene que:

$$\overline{C}_f = \frac{\sum C_{fi}}{n}$$
$$\overline{C}_f = 1.36$$

Si no hay datos, $\overline{C}_f$ se puede estima de las Tablas 12.4 ó 12.5 o de los valores promedios de la Tabla 12.7.

Tabla 12.7 Valores promedios de $\overline{C}_f$ en mm/día/ºC

Condición de la Cuenca o franja de altura	$\overline{C}_f$
Muy bajo potencial de fusión	0.90
Áreas forestadas, laderas orientadas al sur	1.60 – 2.00
Áreas forestadas, laderas orientadas al norte	2.50 – 3.0
Valores promedios para cuencas sin bosques	3.0 – 3.6
Potencial muy alto de fusión	7.0 – 9.0

Ecuación de Grado-día

Un "grado-día" es un día con una temperatura promedio, un grado por encima de la base (ºC). De los anuarios climatológicos se obtiene fácilmente la máxima y la mínima temperatura de un día, un promedio de ambas se puede tomar como el promedio diario. Así un día con un promedio de 4ºC, tiene 4 grados-día, uno de 6ºC, 6 grados-día (suponiendo la base en 0ºC).
Como se dijo el "equivalente de agua" en la nieve es la lámina de agua, en milímetros que resulta en la fusión de determinada franja de nieve y depende de la franja y de la densidad. Si estos datos no existen, se puede usar 1/10 de la profundidad de la franja, como lámina de agua equivalente.
El método requiere solo datos de temperatura y área de la cobertura de nieve; la escorrentía por fusión, M_i es:

$$M_i = C_{f_i} \cdot D_i \qquad (12.12)$$

El caudal se expresa como:

$$Q_i = C_{f_i} \cdot D_i \cdot A = M_i \cdot A \qquad (12.13)$$

De la ecuación 12.11 se tiene: $C_{fi} \,.\, D_i = (Q_i \,.\, 155.52)/ A$

Despejando Q_i

$$Q_i = \frac{C_{f_i} \cdot A \cdot D_i}{155.52} \qquad (12.14)$$

o en base a la (12.12)**:**

$$Q_i = \frac{M_i \cdot A}{155.52} \qquad (12.15$$

Donde: i es un día determinado.

D_i es la diferencia de temperatura media del día en grados/día.

M_i es la escorrentía por fusión en mm/día.

$C_{f\,i}$ es el coeficiente de fusión en mm/día/ºC.

Qi es el caudal medio diario en m^3/s.

A es el área cubierta de nieve en km^2.

Ejemplo 12.3

Calcular la escorrentía por fusión nival, los caudales medios diarios y el balance de agua en una cuenca, para 10 días de noviembre, con los datos de la Tabla 12.8.

Datos:

- *Área cubierta de nieve,A = 850 km^2*
- *Coeficiente de fusión C_{fi} = 2.00 mm/día/ºC (de la tabla 12.7)*
- *Equivalente de agua al 1 de noviembre de: 200 mm (medido)*
- *Temperatura de base (T_b) = 2ºC*

Tabla 12.8 Cálculo de la escorrentía por fusión nival.

Fecha Noviembre	***T_a ºC***	***D_i ºC***	***M_i mm/día***	***Q_i m^3/s***	***E_{qi} Remanente de Equiv. de agua mm***	***V_i Volumen Hm^3***
1	*3.0*	*1*	*2.00*	*10.92*	*200*	*170.0*
2	*3.5*	*1.5*	*3.00*	*16.38*	*198*	*168.3*
3	*4.0*	*2.0*	*4.00*	*21.84*	*195*	*165.75*
4	*5.0*	*3.0*	*6.00*	*32.76*	*191*	*162.35*
5	*5.5*	*3.5*	*7.00*	*38.22*	*185*	*157.25*
6	*5.0*	*3.0*	*6.00*	*32.76*	*178*	*151.30*
7	*4.5*	*2.5*	*5.00*	*27.30*	*172*	*146.20*
8	*4.0*	*2.0*	*4.00*	*21.84*	*167*	*141.95*
9	*3.5*	*1.5*	*3.00*	*16.38*	*163*	*138.55*
10	*3.5*	*1.5*	*3.00*	*16.38*	*160*	*136.00*

La tercera columna, el grado – día, D_i , se calcula como:

$$D_i = T_a - T_b \;\; así \;\; para \;\; noviembre \; 1 \; es : 3.0 - 2.0 = 1$$

La cuarta columna, la escorrentía por fusión, se calcula así:

$$M_i = C_f \cdot D_i = 2 \cdot D_i = 2.1 = 2.00$$

De la ecuación 12.15, el caudal es:

$$Q_i = \frac{M_i \; A}{155.52} = \frac{M_i \cdot 850}{155.52} = 5.46 \cdot M_i = (5.46) \cdot (2.00)$$

$$Q_i = 10.92 \, m^3/s$$

El remanente de equivalente de agua será:

$$Remanente = E_{q_i} - M_i$$

Para la segunda fila es: *200 – 2.00 = 198 (2 de noviembre)*
Para la tercera fila es: *198 – 3.00 = 195 (3 de noviembre)*

El volumen de la escorrentía por fusión nival expresado en hm^3 es:

$$V_i = \frac{E_{q_i}[mm] \cdot A[km^2]}{1000} \text{ así para noviembre } 1\,es: \frac{200 \cdot 850}{1000} = 170 hm^3$$

O sea que al final de los 10 días de fusión el volumen remanente es de 136 hm^3

Resulta evidente que la ecuación 12.14, es similar a la fórmula racional usada para descargas pico, C_f corresponde al C del método racional, mientras que la intensidad de lluvia en la racional es D_i (capítulo 7) Esto se destaca para poner de manifiesto dos conceptos: el método de Grado-día es una herramienta útil para estimaciones previas; y si sus coeficientes (C_f y D_i) se obtienen de buenos datos, puede dar resultados aceptables.
Consideraciones adicionales sobre el método de Grado-día:

- La temperatura de base (T_b) es típicamente 0ºC. Sin embargo, si se usa como índice la temperatura máxima diaria, T_b puede tomarse con un valor mayor hasta 3ºC.
- En estudios de la creciente máxima probable (CMP), el método del grado-día se debe usar con precaución dada la dificultad para computar series de tasas de fusión máxima. En ese caso conviene usar, de ser posible, métodos de balance de energía.
- El uso de temperatura máxima como índice exclusivo, deja sin considerar posibles déficit de energía del manto de nieve; por eso, es conveniente usar como índice la temperatura media obtenida con:

$$\frac{(T_{\max} + T_{\min})}{2} \quad \text{o} \quad \frac{(2 \cdot T_{\max} + T_{\min})}{3}$$

- En relación a la temperatura de base T_b, se puede considerar que decrece a medida que decrece la cobertura forestal de la cuenca.
- Para pronósticos en tiempo real en situaciones de lluvia sobre nieve, el uso del índice de temperatura no es aconsejable, ya que el coeficiente de fusión C_f puede variar mucho (Tabla 12.5) por efecto de la lluvia y el viento. En este caso, si éste es un factor potencial, se deberán usar métodos y modelos que tengan en cuenta estos efectos para situaciones de tormentas.
- En situaciones de cielos claros y cuencas parcialmente forestadas, el factor de fusión C_f varía con cada estación, aumentando su valor al progresar la estación de fusión. Es por ello que los modelos usan C_f variable.

En general, se puede concluir que el uso de métodos basados sólo en el índice de temperatura como variable, deben usarse en diseño hidrológico con considerable precaución y criterio ingenieril.

12.5 ANALISIS ESTADISTICOS

Los análisis estadísticos se usan en hidrológía nival para pronósticos de volúmenes de primavera-verano en base a datos de equivalente de agua en nieve y otras variables como se ha visto en ecuaciones de regresión. Aparte de estas aplicaciones se usan métodos estadísticos en igual forma que en otras ramas de la hidrológía (Capítulos 4 y 5), para determinar, por ejemplo, valores extremos de equivalente de agua en nieve.

Si bien, los conceptos estadísticos son los mismos hay ciertos criterios en relación al caso de la nieve:

- Los datos relacionados con la nieve no son siempre consistentes, las técnicas de muestreo cambian (por ejemplo, determinaciones manuales o por almohadas de nieve, "Snow pillows", y los sitios de las estaciones o de las rutas de nieve se trasladan.
- Los períodos de muestreo resultan generalmente cortos en relación con los registros de precipitaciones.
- El monitoreo es generalmente más difícil, debido a que este incluye sitios inaccesibles en altas montañas. En el caso, cada vez más frecuente, de estaciones de telemetría (Capítulo 14), los métodos de medición están sujetos a problemas, aún poco resueltos, que hacen que los datos sean menos confiables.
- La estimación del equivalente de agua en nieve (EAN) de estaciones combinadas de lluvia y nieve es aceptable en áreas donde la precipitación es fundamentalmente de nieve en invierno, pero es cuestionable en áreas sujetas a lluvia y nieve en invierno.
- Los efectos orográficos y la, generalmente, poca densidad de las estaciones de nieve hacen difícil las estimaciones de datos perdidos por medio de métodos de estaciones vecinas.

En base a estos conceptos, se deben seguir cuidados adicionales en el tratamiento de los datos, como curvas de masa doble para evaluar consistencia y filtrado visual o por computadora para control de consistencia temporal. Es frecuente tener que corregir viejos datos manuales de rutas de nieve para hacerlos consistentes con datos recientes de almohadas de nieve (snow pillows), siempre que existan períodos donde ambas mediciones se superpongan a fin de establecer correlaciones.

El análisis de frecuencia se realiza para: precipitación, equivalente de agua en nieve, temperatura y otras variables meteorológicas, si hay datos disponibles. Todo esto siguiendo los lineamientos de los Capítulos 4 y 5.

12.6 ANÁLISIS DE LA ESCORRENTÍA PARA PRONÓSTICOS DE INGENIERÍ A

La técnica más antigua del análisis hidrológico de disponibilidad de agua por fusión nival se refiere, en la práctica corriente, a ecuaciones de correlación en base a mediciones del equivalente de agua en nieve medidos al final de la temporada de acumulación para pronosticar los volúmenes de la próxima temporada de primavera-verano.

Actualmente, con el uso de modelos de nieve, se ha extendido a la planificación de manejo de cultivos, alerta hidrológica y operación de embalses con pronósticos de generación de energía.

Todo esto potenciado por el uso cada vez más frecuente, de estaciones de telemetría e imágenes de satélites.
En diseño hidrológico, cada cuenca, cada río, cada problema tiene características particulares, tanto desde el punto de vista hidrometeorológico como de la física de la cuenca.

Crecientes de diseño

La generación de hidrogramas de crecientes en cuencas que incluyen nieve generalmente se presentan en dos escenarios:

- Crecientes de invierno con aportes de lluvia sobre nieve en las cuencas altas (donde la fusión nival no es significativa) y de lluvias en cuencas medias y bajas que son el mayor aporte a la creciente.
- Crecientes de primavera y verano producto de la fusión nival. Estas crecientes de larga duración suelen tener poco aporte de lluvias en sus cuencas altas, pero lluvias cortas e intensas en las cuencas medias y bajas.

En estos casos el análisis debe hacerse por separado. En el primer caso, si hay datos de aforo de las cuencas nivales y pluviales, se obtiene con el análisis de frecuencia los valores de caudales para diferentes tiempos de retorno y se generan hidrogramas (Capítulos 4 y 5). En las cuencas pluviales se puede obtener tormentas de diseño, después de modelar las cuencas con esas lluvias (Capítulo 7) y con los caudales que provienen de las cuencas altas.
En el segundo caso, se hace un análisis de frecuencia de los caudales de fusión nival y se generan hidrogramas. Luego, se trabaja con tormentas de proyecto en las cuencas afectadas por tormentas estivales, superponiendo a la creciente nival (de larga duración) los pulsos de las crecientes de tormentas intensas de fuertes caudales de corta duración.

Creciente Máxima Probable (CMP)

El cálculo de la CMP, tiene como elemento adicional a lo ya visto en los Capítulos 4, 5 y 7, la maximización de las condiciones para obtener valores físicamente posibles, de acumulación de nieve (EAN) y de coeficientes de fusión (C_f). Esto se puede resumir en tres características a tener en cuenta: óptimas condiciones de cobertura de nieve, EAN, máxima extensión posible de la cobertura de nieve (distribución areal de la cobertura de nieve) y condiciones meteorológicas óptimas para la fusión.

- Óptimas condiciones de cobertura de nieve. La situación máxima posible de EAN, es generalmente derivada de estudios de la máxima precipitación posible en tormentas invernales, incluyendo factores atípicos como efectos del Niño o de la Niña (según sea el caso), secuencia y magnitud de frentes de tormentas, a fin de maximizar la acumulación de nieve.
- Máxima extensión posible de la cobertura de nieve. Datos históricos (registros, periódicos, informes de pobladores) y conocimiento de las altas cuencas, permiten definir los límites geográficos (y topográficos) de la línea de la cobertura nival significativa. Es el manto sólido, maduro, persistente, el que se debe considerar, no las áreas de nevadas esporádicas poco profundas que pueden llegar a producirse sin formar un manto maduro y persistente hasta principios de la primavera.
- Condiciones meteorológicas óptimas para la fusión. Independiente de las condiciones meteorológicas que generan las tormentas de invierno acumuladoras de nieve, se deben analizar aquellas de primavera y verano que favorecen la fusión e incrementan la escorrentía.

Las condiciones que optimizan la fusión y el nivel de escorrentía son aquellas en que en invierno, la acumulación se produce sin días o periodos de fusión parcial, seguido de una

primavera temprana de temperaturas bajas con poca fusión y algunas acumulaciones de nevadas tardías. Luego de llegar a un nivel máximo de acumulación propia de la región, sigue un período de acondicionamiento del suelo y del manto de nieve.
Finalmente, los factores meteorológicos que afectan la fusión, temperaturas altas persistentes, fuerte radiación y vientos, producen las condiciones apropiadas para fuerte escorrentía. Estos factores, se deben maximizar individualmente en base a datos históricos y análisis de frecuencia. Cuando se tienen situaciones posibles de lluvia y nieve esta condición se debe considerar.
La derivación de la CMP necesita analizar diferentes combinaciones de nieve-lluvia, simulando escenarios alternativos. En el caso de eventos de primavera-verano, la situación más crítica es: fuerte acumulación de nieve en el invierno, con una secuencia de máxima fusión y una fuerte lluvia de primavera. Sin embargo, no resulta razonable maximizar ambos componentes a la vez; es conveniente tomar una decisión sobre cual factor es dominante para crear la CMP, considerando también que es lo más crítico si el volumen o el pico de la CMP, según sea el problema que se analiza con la CMP. Por ejemplo, la maximización de la acumulación de nieve en conjunto con una severa pero no maximizada lluvia, puede producir una creciente de gran volumen y menor pico que una combinación de menor acumulación de nieve y una lluvia maximizada. El primer caso es más crítico para estudio de embalses y el segundo para proyecto de obras de paso sin regulación.
Otro factor importante, es la condición del embalse cuando se inicia la CMP. Si el embalse está lleno o tiene disponible la franja de crecientes. Lo más normal, en el marco de los sistemas actuales de pronóstico temprano de crecientes, es tener disponible la franja de crecientes, pero también considerar las consecuencias hacia aguas abajo, de la posibilidad de tener que dejar pasar fuertes caudales.
En los regímenes donde cae la lluvia sobre el manto de nieve, la solución es considerar la lluvia como factor dominante maximizándola. Así los valores de EAN y temperatura no se necesitan extrapolar a valores máximos posibles, pero se consideran secuencias de alta probabilidad de ocurrencia.

12.7 METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE SELECCIÓN DE MODELOS

Antes de entrar en el detalle de los modelos más usados en diseño hidrológico para ingeniería de cuencas nivales, se presentará un resumen de la metodología general y criterios para la selección de modelos.

Requerimiento de datos

Los datos necesarios para modelos de nieve incluye los requeridos para cuencas pluviales (Capítulo 7), más aquellos que se refieren a la acumulación y fusión de la nieve, tales como: temperatura del aire a diferentes cotas, datos del manto de nieve (EAN y extensión), velocidad de viento, temperatura de punto de rocío y radiación solar.

- Datos de temperatura. De acuerdo con lo visto, la temperatura es la principal variable simple de acumulación y fusión nival. Es frecuente, tener que generar datos de temperaturas a diferentes cotas basados en mediciones en los valles.
- Datos de nieve. Como se ha expresado los datos de nieve son: equivalente de agua en nieve (EAN) con frecuencia diaria o mensual (estaciones automáticas) o menor en el caso de datos manuales de rutas de nieve, extensión de campos de nieve determinados por satélite. Estos

últimos son los únicos datos de nieve en las altas cumbres, usados en modelos de correlación o de simulación.

Recolección de datos

La recolección de datos de precipitación en áreas sujetas a acumulación de nieve, presenta problemas adicionales como la formación de una cobertura o puente (“capping”) de hielo que impide el registro posterior.
La selección del equipo adecuado es importante (Capítulo 3), así como, la distribución de la nieve con la altura (Figura 12.4) (ASCE, 1997) en la colocación del tipo de sensor: sensores que registran sólo lluvia en bandas inferiores, sensores adaptados para lluvia y nieve con calentadores en zonas intermedias y “snow pillows” en zonas de sólo nieve.

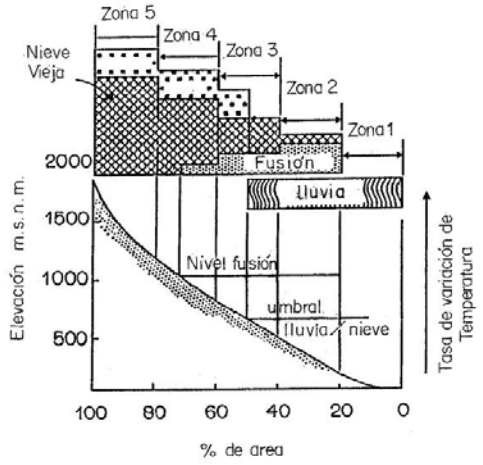


Figura 12.4 Distribución vertical de bandas de zonas de nieve

Hay que resaltar la importancia de la distribución en sentido vertical de nieve y de temperatura, así como la distribución areal. En el caso de calcular índices simples, la medición de la nieve en cotas elevadas es muy importante.
En simulaciones detalladas, las mediciones en diferentes bandas de altura (Figura 12.4) dará una referencia de campo de las condiciones de la nieve en tiempos críticos de la fusión.

Procesamiento de datos

No hay requerimientos adicionales a los ya vistos en los Capítulos 4 y 5 para el procesamiento de los datos de nieve. La desagregación de datos mensuales de rutas de nieve a datos diarios debe realizarse con precaución y si es posible, correlacionar los registros obtenidos con estaciones cercanas de datos diarios o analizar las condiciones meteorológicas de los días del mes en cuestión.
Como ya se mencionó, los datos de temperatura se expresan en términos de máximo y mínimo diario. Los datos de máximo/mínimo pueden ser expresados en dos estaciones separadas, dándole peso a cada una, según sea la necesidad del estudio realizado.
Aparte de la división de la cuenca en subcuencas o unidades de respuesta hidrológica (Capítulo 7) en las subcuencas con acumulación y fusión de nieve se debe hacer una subdivisión adicional en fajas altitudinales para considerar el rol fundamental de la temperatura y por lo tanto de la elevación en este proceso (Figura 12.4). En estas fajas se considerarán separadamente los datos

que se han mencionado o se harán simplificaciones con funciones generalizadas si no se tiene información detallada.

Cálculo de la acumulación de nieve

El diseño hidrológico de cuencas nivales requiere típicamente una estimación de EAN en la cuenca a estudiar como uno de los datos de entrada básicos para la simulación de la escorrentía. Esta estimación, deberá en forma directa o indirecta; considerar el proceso de acumulación y distribución que incluirá los efectos tanto de su geografía y elevación como la determinación del umbral lluvia/nieve (Figura 12.4). Esto es complejo, aunque el uso de imágenes de satélite y sistemas de información geográfica o modelos de elevación del terreno facilitan la tarea. Evidentemente, el objetivo del estudio definirá la resolución del método a emplear desde valores puntuales de EAN hasta modelos de acumulación y fusión.
Para una banda de elevación o una cuenca, según corresponda, y determinado período de tiempo (hora, día, mes) los pasos a seguir para calcular la acumulación de la nieve son:

- Definir la temperatura de base o umbral lluvia/nieve, t_b (normalmente 0ºC a 3ºC).
- Calcular temperaturas a la elevación de la banda o a diferentes elevaciones según corresponda.
- Calcular la precipitación de la zona o cuenca.
- Definir la elevación del umbral lluvia/nieve (usualmente desde 0º a 3ºC).
- Calcular acumulación de EAN.

Fusión de la nieve

Hay varias alternativas para calcular la fusión nival, desde métodos simples que consideran sólo tormentas de eventos discretos, hasta detalladas simulaciones de balance de energía y modelos distribuidos de cuencas.
Una situación frecuente en diseño hidrológico es el cálculo de la creciente máxima probable (CMP) para diseñar o verificar la seguridad de una presa, cuando las condiciones meteorológicas de la cuenca son tales que la lluvia es dominante en la formación de la creciente y la nieve es el producto de acumulación en períodos anteriores. Cuando se tiene la presencia de lagos naturales que recogen las aguas de la fusión nival, conviene determinar mediante la maximización de datos de EAN, una acumulación importante de nieve y aplicar un modelo de índice de temperatura con un factor de fusión razonablemente alto y tratar la lluvia, con maximización de factores meteorológicos (Capítulo 5) para trabajar con la PMP meteorológica (Capítulo 5 y CD).
Por otro lado, la derivación de la CMP en cuencas predominantemente de fusión nival requieren una simulación más detallada de la fusión a través del uso de fórmulas que se describen en los items siguientes, por ejemplo las ecuaciones de balance de energía desarrollados por el U.S.Army Corps of Engineers (1998). Las ecuaciones han sido desarrolladas para diversas condiciones de cobertura vegetal, las cuales se presentan en la Tabla 12.9.

Tabla 12.9 Porcentajes y tipos de cobertura desarrolladas

Tipo de cobertura	% de cobertura
Bosque denso	> 80
Bosque	60 – 80
Cobertura parcial	10 – 60
Descubiertas	< 10

Las metodologías de trabajo resultante de la combinación de varias ecuaciones parciales son indicadas en el modelo HEC 1 y HMS que se desarrollan en el CD. La Tabla 12.10 muestra valores de fusión con lluvia sobre nieve, bajo diferentes condiciones meteorológicas, calculados en laboratorio para casos hipotético

Tabla 12.10 Magnitud relativa de factores de fusión (U.S .Army Corps of Engineers,1998)

Casos	Descripción	Condición Meteorológica					Componentes de la fusión					Fusión	
		T_a	T_d	I_i	P_r	V	M_{sw}	M_l	M_{ce}	M_r	M_g	Total	Fusión+lluvia
1	Día claro de verano, sin bosque,albedo = 40%	21	7.2	700	0	4.83	54.1	-0.76	11.94	0	0	65.28	65.28
2	Igual al caso 1 40% de cobertura de bosque	21	7.2	700	0	4.83	25.65	11.17	7.11	0	0	43.94	43.94
3	Igual al caso 1, 50% de cobertura de nubes	18	10	500	0	4.83	38.6	8.63	13.72	0	0	60.96	60.96
4	Igual al caso 1, nieve fresca Albedo 70%	21	7.2	700	0	4.83	27.17	-0.76	11.94	0	0	38.35	38.35
5	Fuerte viento y lluvia templada, sin bosque	10	10	0	76	24.14	1.27	13.20	57.66	9.65	0.51	82.29	158.49
6	Igual al caso 5, lluvia suave,ventoso	10	10	0	12.7	24.14	1.27	13.20	57.66	1.52	0.51	74.16	86.86
7	Igual al caso 6, pero viento suave	10	10	0	12.7	4.83	1.27	13.20	57.66	1.52	0.51	28.19	40.89

T_a es la temperatura aire en ºC.
T_d es la temperatura del punto de rocío en ºC.
I_i es la radiación solar en lanleys/día.
P_r es la lluvia diaria en mm.
V es el promedio diario velocidad del viento en km/hora.
M_{sw} es la fusión por radiación de onda corta.
M_l es la fusión por radiación de onda larga.
M_{ce} es la fusión por convección-condensación.
M_r es la fusión por efecto de lluvia.
M_g es la fusión por calor del suelo.

En la Tabla 12.10 se observa la importancia relativa de las diferentes componentes de la fusión en su resultado total en función de las condiciones meteorológicas y de cobertura de la cuenca.

Acondicionamiento del manto de nieve

Como se ha mencionado, el acondicionamiento del manto de nieve o metamorfosis, involucra el calentamiento a 0ºC conjuntamente, con cambios en la densidad y carácter de la nieve y la satisfacción de la deficiencia de agua líquida en su interior. El primer paso para simular este proceso es mantener un ajuste de la temperatura relativa del manto de nieve por debajo del congelamiento en función del tiempo (1, 2). Esto se logra a través de una relación índice como la que propone Anderson (1978):

$$T_{S2} = T_{S1} + F_P \cdot (T_a - T_{S1}) \qquad (12.16)$$

Donde: T_s es el índice de temperatura del manto de nieve que tiene un valor límite de 0ºC.
T_a es la temperatura del aire.
F_p es el factor que varía de 0 a 1 y representa la relativa penetración de la temperatura del aire dentro del manto.

Si F_p es igual a 1.0, la temperatura de la nieve permanecerá cercana a la del aire. Por lo tanto, valores altos de F_p serán apropiados para mantos de nieve no profundos, mientras que para mantos profundos valores bajos lo cual significará un lento proceso de enfriamiento o calentamiento de la nieve.
Una vez que el índice de temperatura es establecido para un período de cálculo, el contenido de frío (milímetros de agua requeridas para elevar la temperatura del manto a 0ºC) se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$C_{C2} = C_{C1} + C_r \cdot (T_a - T_{S2}) \tag{12.17}$$

Donde: C_{Ci} es el contenido de frío (milímetros de agua requeridas para elevar el manto a 0ºC)
C_r es el factor que convierte el incremento de temperatura diferencial ($T_a - T_s$), a un incremento diferencial de contenido de frío.
El valor de C_r está típicamente en el rango desde 0.01 a 0.05. Los valores altos están asociados con el final del invierno y principios de primavera. Este factor es comúnmente una variable en los modelos de simulación relacionada a los períodos calendarios o a una función índice de temperatura acumulada.
Otro factor importante en la simulación de la fusión nival es la deficiencia de agua líquida de la nieve. Esto normalmente es tomado como un porcentaje constante del equivalente de agua del manto de nieve del orden del 3%. Cuando ocurre la fusión o cae lluvia sobre la nieve, el agua generada, debe primero pasar a la satisfacción del contenido de frío y a la deficiencia de agua líquida, antes de entrar en el suelo.

Cómputo de la fusión por cambios en el área cubierta por nieve

A medida que la fusión progresa con el avance de la estación cálida, la línea de nieve se mueve hacia arriba y el área cubierta decrece. Un cómputo de este proceso dinámico es necesario para diferenciar entre áreas cubiertas y descubiertas de nieve, a fin de ir computando el índice de temperaturas, así como el remanente de equivalente de agua en nieve. Durante este proceso hay otros cambios en las condiciones del manto de nieve:

- El manto internamente isotérmico y a 0ºC, cede agua de fusión a la superficie del suelo a medida que recibe energía.
- A medida que el área cubierta decrece, la humedad del suelo en el área descubierta decrece, dejando a la cuenca en dos condiciones diferentes de producción de escorrentía.
- Una lluvia durante la época de fusión (primavera-verano) encuentra en la cuenca una diversidad de situaciones: lluvia sobre nieve fresca en elevaciones mayores; lluvia sobre nieve madura en elevaciones intermedias; lluvia sobre suelo sin nieve a elevaciones menores, incluso con déficit de humedad en el perfil.
- Este proceso se incrementa al avanzar la estación cálida, llegando a estar descubierta la cuenca del manto de nieve y quedando activos sólo los glaciares, si estos existen. Los glaciares pueden a su vez presentarse como: glaciares con hielo descubierto; hielo cubierto por detrito; morenas con núcleos de hielo y termocarst.

En cuencas donde es significativo el efecto de lluvia (ya sea lluvia sobre la nieve o sobre áreas descubiertas), las condiciones meteorológicas son tales que los procesos descritos, tienen menor relevancia. En estas zonas, al nevar o llover causa un desplazamiento permanente del nivel de congelamiento con el pasaje de tormentas y una saturación parcial o total del perfil de suelo por la lluvia, ya sea sobre nieve o no.

Con nevadas y/o lluvias en una tormenta importante en cualquier época del año, el área cubierta de nieve puede cambiar en el transcurso de pocas horas en lugar de semanas. Ocurre en estas cuencas que la magnitud del volumen del manto de nieve es relativamente pequeño comparado con la relación lluvia-escorrentía de toda la cuenca, situación que es más marcada en cálculos de PMP y CMP. En estos casos el efecto de la radiación solar es frecuentemente, desde el punto de vista práctico, de pequeña relevancia. Independiente de esta consideración un método alternativo para ir contabilizando la variación del área nevada durante la fusión, es el de configurar la cuenca en fajas altitudinales. En este caso se puede suponer que cada zona es homogénea en sí misma con respecto a la elevación y que tiene 100% o 0% de cobertura. Esta simplificación para ser aceptable requiere dividir la cuenca en gran número de zonas y se producirá de todos modos, en algún momento, un cambio abrupto de cobertura.

Un método alternativo es el de emplear la curva de agotamiento del manto de nieve (Figura 12.5) (USACE, 1998) en conjunción con modelos concentrados y con curvas “área-elevación”, donde se determina, para cada cuenca “su” curva de agotamiento. Como se ve en la Figura 12.5 esta curva describe el área cubierta de nieve de la cuenca en función del total acumulado de la escorrentía como un porcentaje del total estacional. Usando datos de campo históricos e información satelital una curva patrón se puede desarrollar para cada cuenca y luego con datos actuales en tiempo real del satélite definir la curva de cada año. El método de todos modos necesita derivar en forma independiente estimaciones del equivalente de agua en nieve (EAN) basado en ecuaciones de regresión y datos del levantamiento del manto de nieve como se ha expresado anteriormente. Resulta importante resaltar que este procedimiento pierde relevancia si las condiciones de diseño incluyen fuertes lluvias primaverales en adición a la fusión nival.

La curva “teórica” se deriva, como se dijo, de datos históricos de levantamiento de campo, imágenes de satélite y registros de caudales y es generalmente característica para cada cuenca. La observación en tiempo real con imágenes secuenciales de satélite permite “seguir” la variación del nivel de la línea de nieve y relacionarlo con áreas mediante la curva “área – elevación”. Un viejo método, todavía en uso, es colocar en la cuenca puntos fijos de cotas conocidas, visibles desde vuelos sobre la cuenca y trabajar igualmente con curvas “cota – área” o mejor aún con modelos digitales de terreno. Ambos métodos presentan el problema de cobertura de nubes y también de cuencas densamente forestadas, problemas que en última instancia se superan parcialmente con observadores experimentados en el área

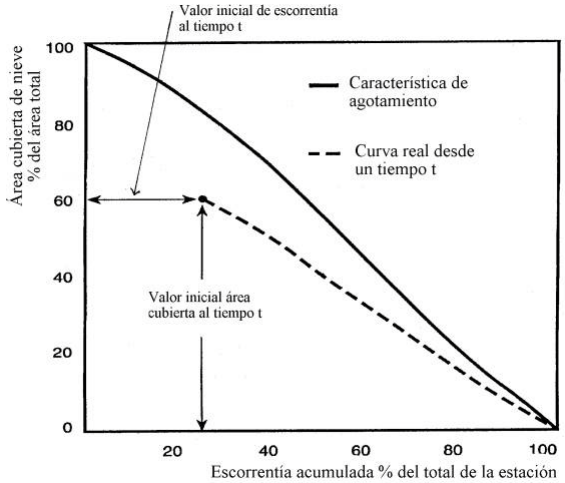


Figura 12.5 Curva de agotamiento del área cubierta de nieve

Método del Indice de Temperatura de Anderson

El método, muy usado por el U. S. National Weather Service, (Anderson, 1978), adaptado por Bras, (1990) constituye una de las formas exitosas de usar el índice de temperatura del aire para calcular la fusión en el manto de nieve.

La fusión, al igual de lo expuesto en métodos anteriores, divide el escenario en períodos de lluvia y de no lluvia. Durante períodos de lluvia sobre nieve se establece que la radiación solar carece de importancia por la condición de cielo cubierto y en esas condiciones hay una alta humedad relativa (H_R) cercana al 90%. Bajo estas condiciones, la fusión durante la tormenta se produce cuando el almacenamiento de energía del manto de nieve (Q_o) es positiva. La cobertura de nubes irradia como un cuerpo negro con una temperatura cercana a la del aire. El manto de nieve está maduro y en estas condiciones el calor latente de fusión L_m a 0ºC es aproximadamente igual a 80 cal g^{-1} y θ la calidad térmica del paquete de nieve de 0.97.

El balance de energía, está compuesto entonces por los siguientes términos, radiación neta (Q^*), calor advectivo producido por la precipitación (Q_v), energía consumida por condensación (Q_e) y transferencias de calor sensible (Q_h). La radiación neta es:

$$Q^* = Q_a - Q_{bs}^{\cdot\cdot} \qquad (12.18)$$

$$Q_a = \sigma(T_a + 273)^4$$

$$Q_{bs} = \sigma(T_s + 273)^4$$

Sustituyendo en la ecuación 12.18 los valores correspondientes de Q_a y Q_{bs}, queda:

$$Q^* = \sigma \cdot (T_a + 273)^4 - \sigma \cdot (T_s + 273)^4 \qquad (12.19)$$

Para $T_s = 0$, (temperatura de la nieve en superficie) es:

$$Q^* = \sigma \cdot (T_a + 273)^4 - \sigma \cdot (273)^4 \qquad (12.20)$$

La radiación neta expresada en Langleys /min y en Langleys /hr,(Apéndice A) respectivamente es:

$$Q^* = 0.826 \cdot 10^{-10} \cdot (T_a + 273)^4 - 0.4588 \quad \text{cal/cm}^2\text{/min} \qquad (12.21)$$

$$Q^* = 49.56 \cdot 10^{-10} \cdot (T_a + 273)^4 - 27 \qquad \text{cal/cm}^2\text{/hr} \qquad (12.22)$$

Donde: Q_a es la radiación de onda larga.

Q_{bs} es la emisión onda larga desde la superficie del suelo.

T_s es la temperatura de la nieve en superficie, que se asume igual a 0ºC.

T_a es la temperatura del aire en ºC.

σ es la constante de Stefan-Boltzmann, igual a 0.826 x 10^{-10} Langleys/min/ºk^4 (Apéndice A)

El calor advectivo, Q_v, producido por la precipitación es:

$$Q_v = C_p \cdot \rho_w \cdot P \cdot e_s \qquad (12.23)$$

Donde: C_p es el calor específico del hielo = 0.5 cal/g/ºC (tabla 12.1, para hielo)
ρ_w es la densidad del agua, igual a 1 g cm^{-3}
P es la precipitación en cm/hr
P_s es la presión de vapor de saturación.
e_s es la presión de vapor de saturación
e_a es la presión de vapor del aire

Si la nieve en superficie está a 0ºC, e_s es 6.11 mb (Capítulo 5), la presión de vapor en el aire e_a es $0.9e_s$ (suponiendo 90% de humedad relativa), se obtienen las ecuaciones de $Q_{.c}$ y Q_h (Anderson, 1978; Bras, 1990)

$$Q.c = f(u) \cdot L_e \cdot \rho_w \cdot (e_a - e_s) \tag{12.24}$$

$$Q_h = f'(u) \cdot L_e \cdot \rho_w \cdot (T_a - T_s) \tag{12.25}$$

Donde f(u) y f'(u) son funciones empíricas de viento y dividiendo (12.25) por (12.24) y usando la relación de Bowen (Bras, 1990) es:

$$\left(\frac{Q_h}{Qc}\right) = C_B \cdot P_a \cdot \left(\frac{T_a - T_s}{e_a - e_s}\right) \tag{12.26}$$

Sustituyendo (12.24) en (12.26) se tiene la ecuación de la condensación y transferencia de calor sensible:

$$Q_h = C_B \cdot P_a \cdot f(u) \rho_w \cdot L_e \cdot (T_a - T_s) \tag{12.27}$$

Donde: $C_B = 0.61\, x\, 10^{-3}/^o C$ y T_s = 0ºC

Usando los conceptos anteriores, la energía consumida por condensación y transferencia de calor-sensible, expresado en Langleys/hr, es:

$$Q_e + Q_h = f(u) \cdot \rho_w \cdot L_e \cdot [(0.9.e_s - 6.11) + C_B \cdot P_a \cdot T_a] \tag{12.28}$$

Donde: f(u) es la función empírica de la velocidad del viento en cm mb^{-1} hr^{-1}.
L_e es el calor latente de evaporación, igual a 600 cal g^{-1}.
e_s es la presión de vapor de saturación en mb.
C_B es la constante de la relación de Bowen, igual a 0.61 x 10^{-3}/ ºC.
P_a es la presión del aire húmedo en mb.

La función empírica de la velocidad del viento, f(u), se obtiene por calibración, Anderson sugiere un valor inicial, en cm/mb/hr, de:

$$f(u) = 0.0002 \cdot U$$

Siendo U la velocidad del viento en km/hr a 1 m de elevación.

El cambio de energía disponible (Q_o) en el manto de nieve, expresado en Langleys/hr, para provocar fusión cuando Ta > 0ºC es:

$$Q_o = 49.56 \cdot 10^{-10}.(T_a + 273)^4 - 27 + P \cdot T_a + f(u) \cdot 600 \cdot \left[(0.9 \cdot e_s - 6.11) + 0.61.10^{-3} P_a\ T_a\right] \quad (12.29)$$

La presión de saturación, e_s y la presión del aire húmedo por elevación, P_a, se pueden obtener de las ecuaciones y tablas dadas en el capítulo 5. o por las ecuaciones sugeridas por Anderson (1978).

$$e_S = 2.749 \cdot 10^8 \cdot \exp\left[\frac{-4278.6}{T_a + 242.8}\right] \quad (12.30)$$

$$P_a = 1012.4 - 11.34 \cdot z + 0.00745 \cdot z^{2.4} \quad (12.31)$$

Donde z es la elevación en cientos de metros y T_a en grados centígrados

Finalmente, el agua producida por fusión, en cm/ h, (Bras, 1990) es:

$$H = \frac{Q_o}{L_m \cdot \rho_w \cdot \theta} \quad (12.32)$$

Siendo: θ es la calidad térmica del manto de nieve maduro, como se dijo igual a 0.97.

L_m es calor latente de fusión = 80 cal/g

ρ_w es la densidad del agua = 1 g/cm^3

Para la fusión en períodos de no lluvia, lo común es usar la relación de grado/día. (ecuación 12.12)

$$M = C_f\left(T_a - T_b\right) \quad = C_f .(\text{ Di }) \quad .$$

Elementos de la simulación

En base a todo lo expuesto y antes de entrar en los modelos disponibles se presenta una ilustración de todo el proceso de fusión y los elementos que se deben considerar:

- Lluvia: define si el cálculo con fusión es sin lluvia o con lluvia.
- Temperatura: con la metodología propuesta definir tasa de variación de temperatura vs elevación por zonas.
- Determinación de la elevación de la nieve
- Calcular temperatura en cada zona pertinente para aplicar el índice
- Fusión
- Tipo de cómputo de la fusión
- Factores adicionales de la fusión según necesidades
- Actualización de la condición de la nieve
- Agua disponible para fusión
- Actualización de EAN y de la línea de nieve

Todo este proceso en los modelos que se mencionan, se repite para cada período de tiempo y cada elemento de la subcuenca.

Selección del modelo adecuado

La selección de un modelo adecuado de nieve depende de una clara definición del problema a resolver y en base a los datos disponibles para la descripción física y meteorológica de la cuenca. Los puntos clave a considerar para la selección del modelo son: datos disponibles (tema fundamental en la elección del modelo), condiciones climáticas y fisiográficas actuales y esperadas, tipos de resultados requeridos y estudios de eventos extremos.

- Como se ha definido en todos los estudios hidrológicos la disponibilidad de datos (tipo de datos, calidad y cantidad) restringe el abanico de modelos que se pueden usar. Así en cuencas que no tienen aforos en la zona de interés, no podrán usarse modelos de optimización de parámetros en base a datos históricos de caudales.
- La exactitud representatividad y validez de los datos fisiográficos y climáticos es de gran importancia. La versatilidad de un modelo en caracterizar estas condiciones es un factor importante. Esto se conoce como "movilidad del modelo" y resulta crítico, en el momento de extrapolar su uso a condiciones diferentes.
- El propósito del estudio, es probablemente uno de los elementos que con más fuerza definen el tipo de modelo; así un modelo para operar en tiempo real debe estar estructurado para recibir datos en línea y ofrecer en igual forma sus resultados. De la misma manera es importante el tipo de resultados, por ejemplo: caudales pico, volumen de un evento, hidrograma de un evento, o secuencia de flujos en periodos extendidos.
- Los estudios de eventos extremos, conducen al hidrólogo a considerar más métodos basados en maximización de condiciones físicas que empíricos de utilización de índices. Como se ha mencionado en estos casos los procedimientos de balance de energía, cuando hay disponibilidad de datos, son los más adecuados para pronóstico de eventos extremos.

En las Tablas 12.11 y 12.12, se presentan los modelos más utilizados en el medio para la simulación de cuencas nivales y los datos requeridos para su aplicación, respectivamente.

Tabla 12.11 Modelos de nieve de gran utilización.

Sigla	Tipo de simulación	Nombre
HEC-1./HMS	Evento/continuo	HEC-1 Flood Hydrograph Package ; HMS Hydrologic Modeling System
SSARR	Continua	Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation
NWSRFS	Continua	National Weather Service Snow Accumulation and Ablation System, Anderson model
PRMS	Continua	Precipitación-Runoff Modeling System
SRM	Evento	Snowmelt Runoff Model (Martinec-Rango Model)

Tabla 12.12 Datos requeridos por los modelos de nieve.

Datos	MODELOS				
	HEC-1,HMS	SSARR	NWSRFS	PRMS	SRM
Precipitación	Si	Si	Si	Si	Si
Temperatura del aire	Si	Si	Si	Si	Si
Temperatura del punto de rocío	Opcional	Opcional	No	No	No
Velocidad del viento	Opcional	Opcional	No	No	No
Radiación solar	No	Opcional	No	Si	No

Independiente de estos modelos existen a disposición por lo menos 26 modelos más de nieve (USACE, 1998; Singh et el , 2002,2003).

12.8 MODELOS

Los modelos para simular acumulación y fusión nival trabajan con diversos factores, tales como equivalente de agua de nieve (EAN), temperaturas, viento, caudal base del otoño/invierno previo al período de pronóstico.
La confiabilidad de los modelos frecuentemente se controla con análisis estadísticos, comparación de datos registrados y simulados. No obstante, esto no suele ser suficiente indicación de buen ajuste, debido al rango limitado de la muestra, especialmente en años extremos, de crecientes o de sequías.
Se debe prestar especial atención a la calibración del modelo y su verificación mediante el uso de eventos diferentes. La bondad y consistencia de los datos es fundamental.
Los modelos permiten generar hidrogramas, ya sea de tipo continuo con simulaciones de largos plazos o de eventos para estudiar situaciones especiales (Capitulo 7).

Modelo SSARR

El modelo SSARR (USACE, 1975), incluye: modelo conceptual de cuenca, modelo de red hídrica, modelo de embalse.
El modelo de cuenca puede ser visualizado con dos módulos: el módulo de nieve y el módulo de análisis del escurrimiento. El modelo de escurrimiento usa un embalse simple de humedad del suelo, cuyo nivel o estado determina el porcentaje de precipitación disponible o de fusión nival que eventualmente escurre con una combinación de escurrimiento superficial, subsuperficial y de flujo base. El agua que no escurre, como escorrentía, es distribuida entre la ganancia del embalse de humedad del suelo y la pérdida por evapotranspiración. El modelo no maneja directamente la humedad de suelos congelados y su efecto sobre la escorrentía en base a los valores que se registren de temperaturas.
Dentro del modelo de nieve el programa computa fusión a través de dos opciones: primera, usando el índice de temperatura; segundo, usando las ecuaciones generalizadas de balance de energía con las ecuaciones que se han indicado y con los datos que se especifican en la Tabla 12.12. Dentro de este módulo el estado del manto de nieve se puede definir en dos opciones diferentes: usando la curva (tabla) de agotamiento (Figura 12.5) o de “bandas integradas”. La opción de “agotamiento” computa la fusión con un algoritmo basado en el índice de temperatura o de balance de energía y la curva de la Figura 12.5. En este caso la cuenca, se trata como una sola unidad o dividida en áreas con nieve y áreas sin nieve en relación a una prefijada “línea de nieve”. El método de “bandas integradas” presenta la posibilidad de dividir la cuenca en bandas definidas a iguales intervalos de elevación en los cuales la acumulación y la fusión, así como la humedad del suelo se contabiliza independientemente; los elementos claves son:

- Acondicionamiento de la nieve por déficit de calor del manto
- Algoritmo de intercepción por vegetación
- Simulación de la evaporación.
- Traslado para el flujo de largo tiempo de retorno proveniente de acuíferos subterráneos

En los períodos de no lluvia usa el método del índice de temperatura y en períodos de lluvia una modificación del método de Anderson de déficit de calor.
El modelo con datos de lluvia – temperatura, umbral de temperatura de lluvia/nieve y gráfico área/elevación calcula la acumulación de nieve. La fusión proveniente del suelo, resultado de la conducción de calor desde el suelo, se supone constante o como una función, predeterminada del mes del año.

Modelo PRMS

El modelo PRMS (Precipitation-Runoff Modeling System) fue desarrollado por el U.S.Geological Survey, (Leavesley, 1973; Leavesley et al ,1983) para obtener hidrogramas de tormentas y simulaciones continuas de larga duración, de escorrentía media diaria proveniente de fusión nival.

El modelo, de tipo determinístico con base física, modular y flexible está estructurado en tres componentes principales: manejo de datos (input); PRMS librería de componentes (lluvia, fusión nival, sedimento, etc.); componente de salida (output). Una característica clave del modelo es que funciona como un modelo de parámetros distribuidos que permite desagregar la cuenca en subáreas llamadas unidades de respuesta hidrológica (URH), sobre la base de factores como: suelos, vegetación, características climáticas o fisiográficas. Cada URH es entonces modelada con sus parámetros, siendo estos concentrados dentro de la URH. Con la ayuda de los sistemas de información geográfica (SIG) este tipo de desagregación es cada vez más práctica. Como se especifica en la Tabla 12.12 los datos de entrada debe incluir: precipitación, temperatura y radiación solar.

La modelación de la fusión nival se hace por el procedimiento del balance de energía que contabiliza la acumulación y la fusión del manto de nieve en cada URH. El algoritmo de balance de energía considera radiaciones netas de onda corta y larga, así como el contenido calórico de la precipitación. La rutina del manto de nieve (Snowpack) contabiliza el equivalente de agua, el déficit de calor y por lo tanto, considera la "maduración" del manto: No considera: condensación, advección, conducción de calor en el suelo, ni acuíferos congelados y su dependencia con la temperatura en la producción de agua.

La escorrentía es computada para cada URH mediante el concepto de embalses lineales y no lineales en serie, cuya suma produce la descarga de la cuenca. Estos embalses describen el flujo superficial, el subsuperficial y el flujo base. En la práctica cada URH, tiene su propio embalse de flujo superficial, sin embargo hay típicamente un sólo embalse de flujo subsuperficial y uno de flujo base para la cuenca total. Se pueden usar más embalses de agua subsuperficial para cada URH, dependiendo de la variabilidad de las características del suelo en la cuenca. Las respuestas hidrológicas de las URH individuales son sumadas para computar la escorrentía total de la cuenca.

Modelo HEC-1 / HMS

Su estructura general se desarrolla en el capítulo 7. y en el CD. El modelo está constituido de una rutina de fusión nival que tiene dos opciones de cálculo: método de grado/día y distribución de la nieve por bandas de elevación (hasta 10 bandas) -Figura 12.6- y método del balance de energía con las ecuaciones generales especificadas anteriormente.

La acumulación es contabilizada en función de la precipitación que puede caer como lluvia o nieve dependiendo del umbral (lluvia/nieve) que se especifique y la temperatura real de cada zona. El detalle de los dos métodos se ilustra en el CD.

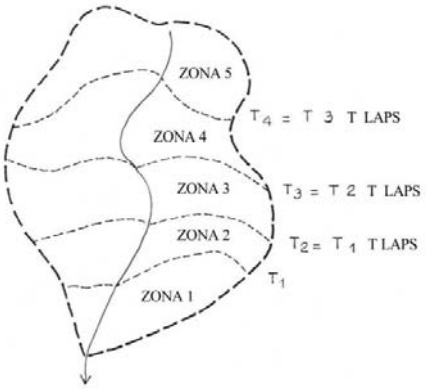


Figura 12.6 División de la cuenca en zonas altitudinales

Modelo SRM

El modelo SRM, fue desarrollado por primera vez por el Dr. J. Martinec "Federal Institute of Snow and Avalanche Research", Davos, Suiza. Existen actualmente versiones bajo Windows con ingreso de datos mediante diferentes menú. Se lo conoce como "Martinec-Rango Model". Simula o pronostica promedios diarios de descargas en cuencas de montaña, donde la principal componente de la escorrentía es la fusión nival. El modelo se ha aplicado en cuencas de diversos tamaños desde 0.76 a 14000 km^2 (Martinec et al., 1994) en climas húmedos y semiáridos.

Es necesario, como en todos los modelos, definir lo mejor posible los parámetros y las variables si se pretenden buenos resultados. SRM, usa por ciento areal de cubrimiento de nieve, temperatura del aire y precipitación como variables críticas de ingreso de datos. Divide la cuenca en zonas de elevación (Figura 12.6) y contabiliza por grado-día en cada zona el valor de la fusión por nieve.

Las características específicas de la cuenca que incluye son: coeficiente de escorrentía, grado-día y coeficientes históricos de recesión de la nieve. Se debe determinar el área total de la cuenca y las zonas de elevación, luego con estas se calcula el área de cada zona, definidas estas como se indica en la Figura 12.6 con la curva área-elevación y el promedio hipsométrico de elevación.

En el modelo, cada día durante la estación de fusión, el agua producida por ésta y por lluvia es computada, superpuesta y transformada en caudal diario de la cuenca. El área cubierta de nieve, se determina mediante satélite o mediciones aéreas con apoyo terrestre. En base a estos datos se determina también la curva de recesión del flujo.

La temperatura en cada zona se determina en base a la de la zona anterior menos el gradiente térmico. Se calcula el grado-día para cada zona. La precipitación para cada zona se determina, si es lluvia o nieve, dependiendo de la temperatura media diaria en cada zona y del umbral de temperatura dado como dato.

El coeficiente de fusión varía con los meses del año y en el modelo esto se puede dar como dato. El SRM, acumula el número de grados-día en cada zona durante toda la estación de fusión, discriminando lluvia o nieve. Fusión se calcula usando grado-día, en cada zona, calculando simultáneamente para cada zona una curva promedio de agotamiento de la nieve y en base a ello determina, a través del tiempo, el cambio del área cubierta de nieve.

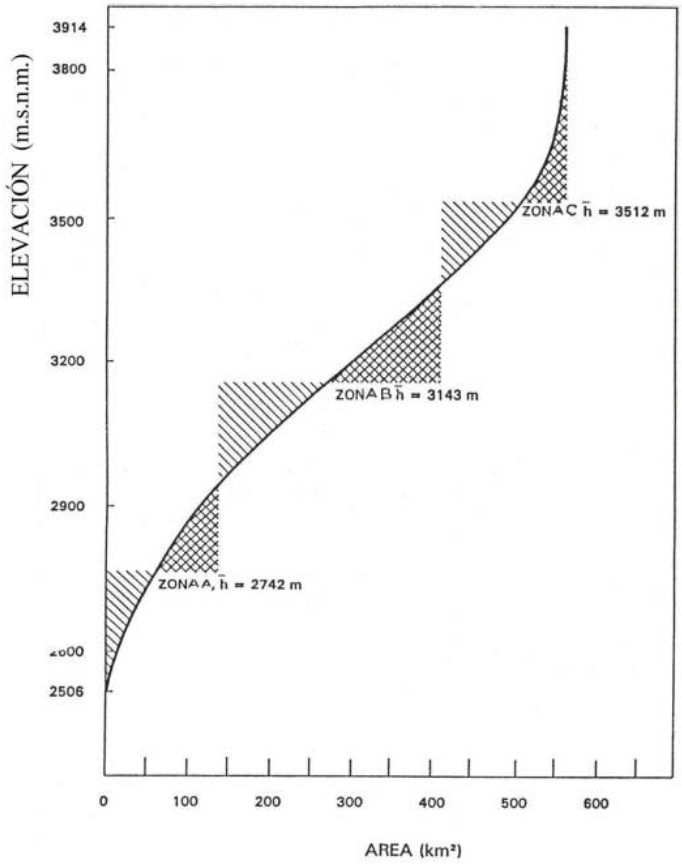


Figura 12.7 Determinación de elevaciones hipsométricas zonales $(\overline{h})$ usando la curva área-elevación

El agua producida para cada día de fusión y de lluvia se superpone al flujo de recesión y transformado en descargas medias diarias, de la cuenca con la siguiente ecuación (Martinec et al 1994):

$$Q_{n+1}\left[C_{Sn}\cdot a\cdot(T_n+DT_n)\cdot S_n+C_{Rn}P_n\cdot\right]\cdot\frac{A\cdot 10000}{86400}(1-k_{n+1})+Q_n k_{n+1} \qquad (12.33)$$

Donde: Q_n es la descarga media diaria (m^3/s)

C es el coeficiente de escorrentía que expresa las pérdidas como la relación escorrentía/precipitación con C_{Sn} referido a nieve y C_{Rn} a lluvia.

a es el factor grado-día (cm/ºC·d) que indica la lámina producida por la fusión nival por cada grado-día.

T_n es el número de grados-días (ºC d)

DT_n es el ajuste de temperatura por gradiente al extrapolar para las diferentes elevaciones de cada zona.(ºC.d)

S es la relación de área cubierta de nieve con respecto al área total.

P es la contribución de la precipitación a la escorrentía (cm). Un umbral preseleccionado (que es dato) T_{crit} determina cuando esta contribución es lluvia.

A es la área de la cuenca o de la zona en km^2.

k es el coeficiente de recesión indicando la declinación de la descarga cuando no hay ni lluvia ni fusión, calculado mediante la expresión:

$$k = \frac{Q_{m+1}}{Q_m} \tag{12.34}$$

m, m+1 son las secuencias de días durante el periodo real de recesión.
n es la secuencia de días durante el período de cómputo de la descarga.
$\frac{10000}{86400}$ es el factor de conversión de cm·km^2/d a m^3/s.

La ecuación 12.33 es para un tiempo de retardo entre el ciclo diario de temperatura y el correspondiente ciclo de la descarga de 18 horas. En este caso, el número de grados-día medidos en el n-simo día corresponde a la descarga del día n+1. Existe una subrutina que permite introducir varios tiempos de retraso. T, S, P son variables a ser medidas o determinadas cada día. C_R, C_s, son las tasas de cambio para determinar dT, T_{crit}, k y el tiempo de retraso de la descarga que son parámetros propios de la cuenca o más generalmente del clima.
Los datos necesarios para correr el modelo son:

- Características de la cuenca: áreas de la cuenca y de las zonas; curva Área-elevación (Figura 12.7)
- Variables: temperatura, precipitación, área cubierta de nieve, temperatura y grado-día.
- Parámetros: coeficiente de escorrentía – nieve, coeficiente de escorrentía – lluvia, Factor grado-día, gradiente de temperatura, temperatura crítica (t_{crit}), área activa de precipitación, coeficiente de recesión, tiempo de retraso (“ lag time”).

La temperatura media del día puede ser un dato obtenido externamente o pueden darse 2 valores para cada día.

$$\overline{T} = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2} \tag{12.35}$$

El ajuste por elevación el modelo lo calcula con:

$$DT = \gamma \cdot \left(h_{st} \cdot \overline{h}\right) \cdot \left(\frac{1}{100}\right) \tag{12.36}$$

Donde: γ es el gradiente de temperatura (ºC por 100 m), usualmente 0.65ºC cada 100m
h_{st} es la altitud de la estación de temperatura (m)
$\overline{h}$ es la elevación hipsométrica promedio de cada zona (m)

Cuando los números de grados-día, T_n+DT_n, en ecuación 12.33 resultan negativos, el programa lo hace igual a cero. En esta forma no resulta una fusión negativa. Con relación a la medición de la temperatura, no siempre es fácil hacerlo, en lugares remotos y a veces inaccesibles por eso es preferible el dato de una buena estación, incluso si esta está fuera de la cuenca.
No resulta a veces posible una buena estimación de la precipitación media en zonas de montaña, siendo el método de las isoyetas el más confiable. Afortunadamente en cuencas preponderantemente nivales, la fusión es el factor determinante; no obstante, crecientes abruptas de picos considerables, producidas por lluvias y se deben considerar.

El programa acepta, precipitación media en toda la cuenca con datos de una estación o precipitación de una estación "virtual" generada con datos de varias estaciones reales ("station-storm" –capítulo 5) o precipitación media por zona. Como se menciona el umbral de temperatura, que es dato, (t_{crit}) define cuando es lluvia o nieve.
En cuanto, al área cubierta de nieve, se determina, por levantamientos terrestres con apoyo aéreo o con imágenes de satélite. La Tabla 12.13 indica la resolución de algunos satélites.

Tabla 12.13 Resolución de algunos satélites

Plataforma Sensor	Resolución espacial	Área mínima	Período
Avión	3 m	1 km^2	Se determina
Landsat MSS TM	 80 m 30 m	 10-20 km^2 2.5-5 km^2	16-10 días
NOAA AVHRR	1.1 km	100-500 km^2	12 hs
Meteo sat visible	2.5 km	500-1000 km^2	30 min
Spot	10-20 m	2-3 km^2	26 días
MOS	50 m	5 – 10 km^2	17 días

MSS es el Multiple spectral scanner.
TM es el Thematic mapper.
NOAA es la National Oceanic and Atmospheric Administration.
AVHRR es el Advanced Very High Resolution Radiometer.
Spot es el System Probatoire d'Observation de la Terre (Francia).
MOS es el Marine Observation Satellite (Japón).

Igualmente del análisis seriado de estas imágenes se obtiene, la curva de agotamiento de la cuenca (Figura 12.5)
En cuanto a los parámetros, cabe mencionar la importancia del coeficiente de recesión y el tiempo de retraso. El primero se obtiene de mediciones de caudales (Q_n y Q_{n-1}) durante la curva de recesión del hidrograma (Capítulo 7). El segundo, indica las fluctuaciones típicas de las descargas de los ríos de régimen nival, en relación con la hora de temperatura máxima indica este tiempo; así si el aumento diario del caudal en la estación de aforo, se inicia diariamente a las 8 horas, existe un retraso con relación a las temperaturas máximas en la alta cuenca (al mediodía del día anterior) de 12 + 8 = 20 horas.

Modelo "National Weather Service River Forecast System" (Sacramento)

Snow Accumulation and Ablation Model, NWSRFS (Anderson, 1978), como se ha mencionado en el capítulo 7, está incorporado al modelo de Sacramento y en otros modelos que hacen balance de agua en el suelo. Fue desarrollado en sus primeras versiones en 1973 (Anderson, 1973).
La rutina de fusión tiene dos sectores generales: producción de agua de fusión y acumulación y transmisión. Durante períodos sin lluvia, se usa el índice de temperatura y un factor de fusión ajustado para cada estación del año. Durante los períodos de lluvia o eventos de precipitación de nieve se usa un método simplificado de balance de energía que además de datos de temperatura del aire y precipitación, hace un monitoreo continuo del déficit calórico en el manto de nieve ("Snow pack").

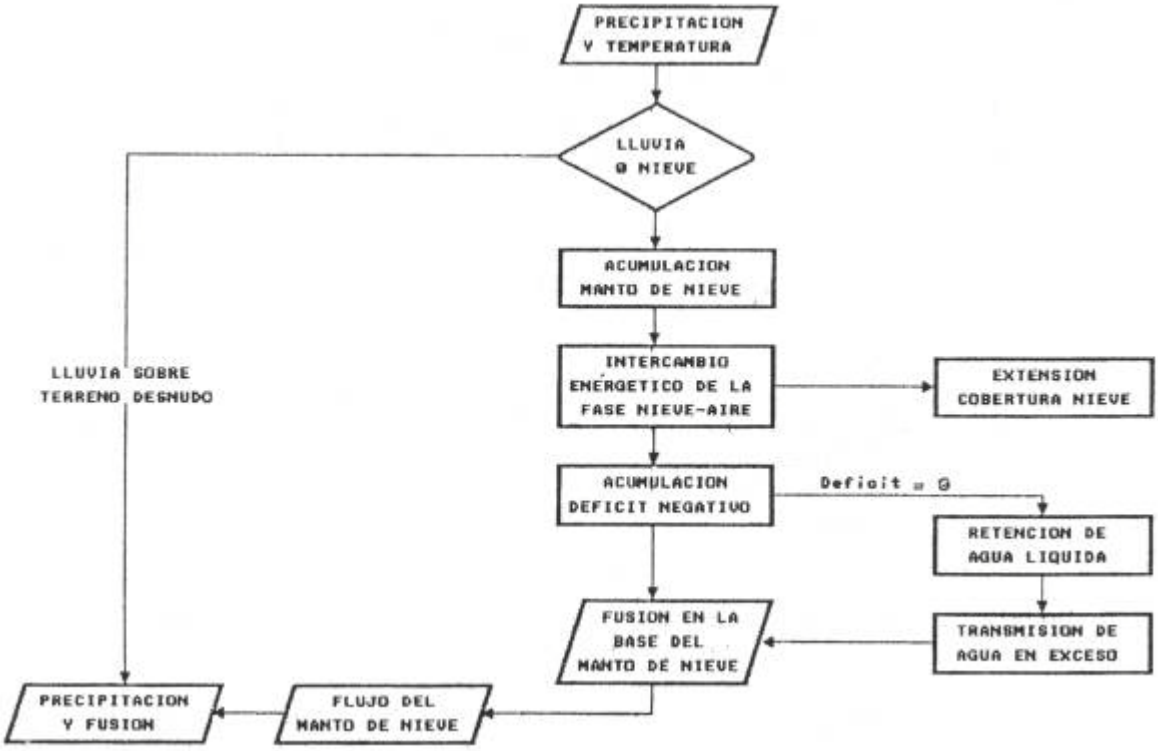


Figura 12.8 Diagrama de flujo del modelo NWSRFS (Anderson, 1978)

13

Análisis de Riesgo Hidrológico

La vida humana, la sociedad y la propiedad son frágiles y susceptibles a situaciones naturales adversas definidas como la ocurrencia, en determinado lugar, de eventos extremos que exceden cierto nivel crítico y generan daños de consideración. En el marco de estos eventos naturales adversos se encuentran aquellos relacionados con fenómenos de base hidrológica, es decir, crecientes, inundaciones, torrentes de flujos densos, lluvias extremas en áreas urbanas, ascenso anormal de aguas subterráneas, nevadas intensas y lluvias de fuertes intensidades, con secuela inmediata de daños en infraestructura, avalanchas y deslizamientos.

En el concepto de todo lo dicho se puede definir el riesgo hidrológico como: El peligro emergente, para la vida humana, el territorio, las áreas urbanas, las zonas industriales y rurales y la infraestructura, de la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos. En desarrollos posteriores se definen en más detalle la diferencia entre riesgo hidrológico y vulnerabilidad.

Teniendo en cuenta, el objetivo de este libro se puede decir que en diseño hidrológico el principal objetivo de un análisis de frecuencia es determinar el intervalo de tiempo que se puede esperar para que se produzca un valor de la variable de, por lo menos, igual magnitud al considerado. Cualquiera que sea un diseño, ya sea sobredimensionado o subdimensionado trae consigo excesivos costos a largo plazo. Así el costo inicial de un puente diseñado para un tiempo de retorno de 5 años, puede ser bajo, pero el costo de tener que ser frecuentemente reconstruido es finalmente alto a lo que se le suman los costos marginales asociados al corte o taponamiento frecuente de la ruta. En igual forma un diseño para 200 años puede ser excesivamente costoso y no justificarse; seguramente un diseño de 25 ó 50 años será el más adecuado, en el marco de costo inicial y de mantenimiento.

El conocimiento de zonas críticas en áreas inundables, para diferentes frecuencias, constituye una herramienta importante en relación con normas de uso del suelo, vulnerabilidad y seguro contra inundaciones.

13.1 EL RIESGO ALUVIONAL

En relación a los aluviones (“flash floods”) que constituyen una de las principales causas de riesgo hidrológico se puede decir que, el fenómeno aluvional, es algo propio de la dinámica geomorfológica de una región. Su corrección y control, deben introducir en el medio modificaciones que contribuyan a estabilizarlo, evitando que la acción del hombre y los animales desencadenen una situación inversa a las condiciones naturales agravando el proceso de erosión y aumentando los caudales.

El “fenómeno” aluvional se transforma en “problema” cuando una ciudad, pueblo o cualquier construcción, infraestructura o cultivo es afectado por crecientes naturales o por los efectos de erosión y arrastre de fuertes volúmenes de materiales sólidos y líquidos ligados a éste. En estos casos, las prácticas de control tenderán a atenuar los efectos destructivos de las crecientes aluvionales dentro de los límites aceptables de seguridad. Es decir, el fenómeno aluvional, como todo fenómeno natural puede llegar a ser parcialmente controlado en función de un cierto grado de seguridad pero nunca se puede asegurar su absoluto “control” o una protección total.

Las ***amenazas naturales*** comprenden fenómenos como los sismos, la actividad volcánica, los aludes, los tsunamis, los ciclones tropicales y los tornados, las inundaciones fluviales y costeras, los incendios forestales, la sequía, las tormentas de arena y de polvo, y las plagas de insectos.

Los llamados ***desastres naturales*** son el resultado del impacto de una amenaza natural sobre un sistema socioeconómico con un grado determinado de vulnerabilidad que impide a la sociedad afectada responder adecuadamente a tal impacto. Es decir, el problema se presenta cuando este interactúa con la gente y su entorno generando efectos negativos. Un desastre se define generalmente como una ruptura seria del funcionamiento de una determinada sociedad, provocando pérdidas humanas, materiales o ambientales y excediendo la capacidad de tal sociedad para responder a estos efectos empleando sólamente sus propios recursos.
El grado de protección de las obras está limitado por consideraciones de tipo técnico-económico =que en un momento pueden ser superadas por efectos naturales de magnitud mayor que los previstos en su diseño. Es por esto que el manejo del riesgo aluvional, mediante planes integrales de obras, medidas de protección, prevencion y sistemas de alerta, son elementos claves para disminuir el riesgo.
En EE.UU. se usa una definición muy simple, pero ilustrativa, del aluvión: “Gran cantidad de agua en tiempo demasiado breve”. Esto define un poco, el concepto, tanto de medidas de prevencion, como del diseño de sistemas de alerta hidrológica de aluviones.
Los aluviones ocurren, en general, dentro de las 6 horas del evento de lluvias. Las inundaciones, en cambio son eventos de mayor longitud y pueden durar semanas o tiempos mayores. La Organización Meteorológica Mundial (OMM) define tres categorías generales de aluviones:

- Aquellos que resultan de precipitaciones intensas en cuencas naturales, de fuertes pendientes (en general se consideran pendientes mayores del 5%).
- Aquellos que resultan de cuencas o áreas alteradas por el hombre (cuencas cultivadas, cuencas deforestadas, áreas urbanas). La urbanización incrementa la escorrentía de 2 a 6 veces la que ocurriría en condiciones naturales e incrementa el riesgo hidrológico.
- Aquellos producidos por una descarga súbita de agua embalsada en un reservorio formado por un dique natural o artificial. Por supuesto que condiciones regionales complican la situación, aunque por razones prácticas de este libro se definirán casos más o menos simplificados. Es importante también distinguir entre aluviones e inundaciones urbanas para evitar confusiones a la hora de afrontar el problema presentado.

La Tabla 13.1, presenta los resultados de una estadística del National Weather Service de USA (NWS) que indica el promedio anual de muertes producidas por fenómenos meteorológicos en Estados Unidos en el período 1972-1991.

Tabla 13.1 Promedio anual de muertes producidas por fenómenos meteorológicos entre 1972 y 1991 en Estados Unidos.

Fenómeno meteorológico	**Promedio Anual de Muertes**
Aluviones	146
Descargas de rayos	80
Tornados	69
Huracanes	17
Total	312

TORMENTAS ELECTRICAS En el CD capitulo 22 y Fernandez, et.al. (1999)

En el caso del huracán Katrina en el año 2005 en New Orleáns, a los efectos propios del evento, se le sumaron los efectos del colapso de los diques de defensa y la consecuente inundación por las aguas del mar.

Gruntfest et al. (1999) muestran los factores más importantes que afectan la severidad del aluvión según una encuesta para diferentes casos (Tabla 13.2).
Del análisis de la encuesta realizada sobre 48 casos, surgen las siguientes conclusiones que pueden ser extrapoladas a otras regiones afectadas por aluviones:

- La intensidad de la lluvia es el factor primario determinante del aluvión, en su ocurrencia y gravedad en todas las regiones.
- La lámina total de lluvia tiene gran importancia en zonas húmedas afectadas de lluvias de larga duración, al contrario de lo que sucede en las zonas áridas.
- El impacto de las urbanizaciones es un factor que se debe tener muy en cuenta en el crecimiento de una población. Las urbanizaciones en zonas sujetas a aluviones deben considerar en su planificación el riesgo aluvional.
- La duración de la lluvia, al igual que la lámina total es importante en regiones húmedas, no en las áridas.
- La lluvia media anual carece de importancia en relación con aluviones.
- La topografía (pendientes de las cuencas) es otro factor de importancia en todas las regiones.

Tabla 13.2 Factores más importantes que afectan la severidad del aluvión

	Regiones de USA			
	Región Oeste	**Región Central**	**Región Este**	**Total**
Casos	22	10	16	48
Intensidad de la lluvia	68 %	80 %	81 %	75 %
Total de la lluvia	37 %	70 %	63 %	52 %
Duración de la lluvia	23 %	70 %	56 %	44 %
Lluvia antecedente	23 %	60 %	63 %	44 %
Lluvia media, anual y mensual	0 %	0 %	6 %	2 %
Topografía	45 %	70 %	44 %	50 %
Tiempo al pico	14 %	30 %	25 %	23 %
Urbanización	32 %	50 %	25 %	33 %

Un reporte reciente del C.R.E.D.. (Centre for Research on the Epidemiology of Disasters) da a conocer que el número de catástrofes naturales se ha incrementado; en la figura 13.1 se muestra la curva de crecimiento del número de catástrofes naturales a escala global, a partir del siglo pasado, en la cual se evidencia una tendencia casi exponencial luego de los años ’60 y hasta el año 2000.

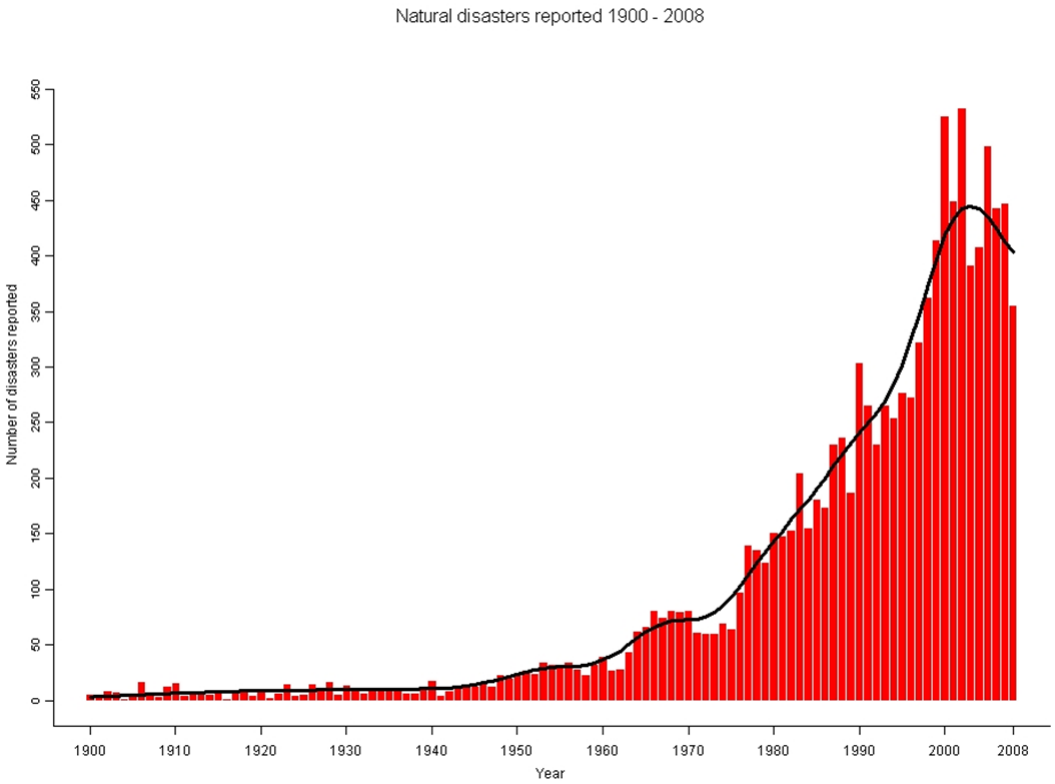


Figure 13.1. Incremento de desastres naturales (Fuente C.R.E.D.).

Cuando se producen gran cantidad de desastres en un espacio limitado de tiempo se obtiene como resultado un gran stress. El año 1.999, por ejemplo, con los terremotos, la tormenta Lothar en Francia, las crecidas y deslizamientos de tierras en Venezuela y más de 50.000 víctimas fatales, es visto como el segundo año más costoso, en términos de desastres globales e indemnizaciones. El stress también es alto cuando una región particular es víctima de una secuencia de grandes catástrofes. Las inundaciones son desastres naturales que dejan considerables pérdidas económicas en comparación con el número de muertos, en relación con otros tipos de fenómenos.

Según la estabilidad de la economía nacional, las consecuencias negativas de los desastres tienden a ser amplificadas al afectar la estabilidad sociopolítica de los países, y al romper el equilibrio entre los tres pilares de la gestión del recurso: el desarrollo económico, la conservación ambiental y la estabilidad social.

En general, las pérdidas registradas pueden ser subestimadas y podrían alcanzar casi el doble si se tienen en cuenta las consecuencias de muchos desastres más pequeños y no registrados que causan pérdidas significativas.

Controlar todos los aluviones e inundaciones es imposible, pero trabajar sistemáticamente sobre ellos no lo es. La diferencia entre estos dos conceptos es vital y es la clave para una política seria de manejo del riesgo aluvional.

13.2 RIESGO DE FALLA DE ESTRUCTURAS Y RELACIÓN ENTRE RIESGO Y COSTO

La relación entre riesgo hidrológico y criterio económico, resulta muy importante La selección final del período o tiempo de retorno (T_R) se puede hacer en base a criterios económicos, como

por ejemplo, comparar los costos anuales de las obras de corrección y mantenimiento con los costos decrecientes de los daños producidos por aluviones. A medida que aumenta el tamaño de la obra o el número de obras de corrección aluvional (Figura 13.2). En cualquier diseño hidrológico, resulta importante conocer cual es el "valor límite estimado", ELV (capítulos 4 y 5) para seleccionar el período de retorno (Figura 13.3) (Chow et al.,1994).

.

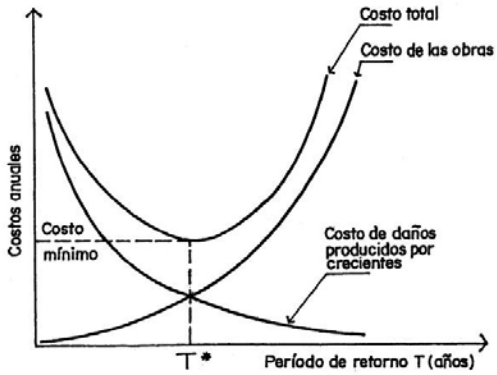


Figura 13.2 Análisis de costos anuales de obras para definir el período de retorno

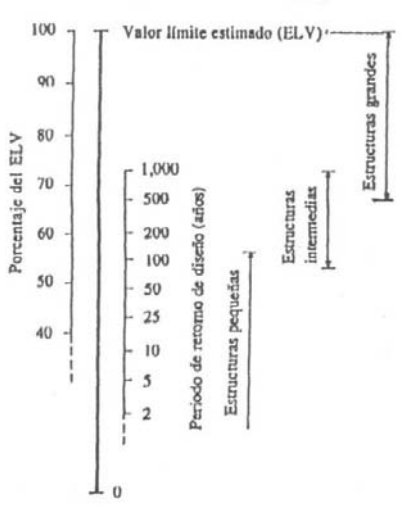


Figura 13.3 Escala de diseño hidrológico

En los casos en que no se apliquen criterios económicos, la fijación del período de retorno se puede basar en criterios como: vida útil de la obra, tipo y tamaño de la estructura, facilidad de reparación y mantenimiento, peligros de daños y pérdidas de vidas. La Tabla 13.3 establece los criterios de diseño para estructuras de control del agua. Se remite al lector al capítulo 4 para ver ejemplos numéricos.

Tabla 13.3 Criterios de diseño generalizados para estructuras de control (adaptado de Chow, et al., 1994).

Tipo de estructura	Descripción	Período de retorno (años)	ELV (figura13.3)
Puentes de carreteras	Sistema secundario Sistema primario	10-50 50-100	-- --
Drenaje agrícola	Drenaje abierto Drenaje por tubería	5-50 5-50	-- --
Drenaje urbano	Alcantarillas en ciudades pequeñas Alcantarillas en ciudades grandes	2-25 25-50	-- --
Aeropuertos	Volúmenes bajos Volúmenes intermedios Volúmenes altos	5-10 10-25 50-100	-- -- --
Diques	En fincas Alrededor de ciudades	2-50 50-200	-- --
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas (baja amenaza)	Presas pequeñas Presas intermedias Presas grandes	50-100 100 + --	-- -- 50-100%
Presas con probabilidad de pérdidas de vidas (amenaza significativa)	Presas pequeñas Presas intermedias Presas grandes	100 200-500 1000 ó CMP(*)	50 % 50-100% 100%
Presas con probabilidad de altas pérdidas de vidas (alta amenaza)	Presas pequeñas Presas intermedias Presas grandes	-- -- --	50-100% 100% 100%
Desviación del río durante la construcción		25-50	

(*) Creciente máxima probable

Se puede decir en forma general que la escala de diseño a adoptar, es función de los objetivos de la estructura a diseñar y de la relación entre costo – seguridad; esto último relacionado con los daños emergentes de la eventual falla de la estructura.

13.3 EVALUACIÓN DE RIESGOS

La cuantificación del riesgo hidráulico se realiza a través del análisis de tres factores:

- **Amenaza** (H): probabilidad de que un fenómeno potencialmente destructivo ocurra en un área determinada. Normalmente se expresa en términos estadísticos como la frecuencia esperada de ocurrencia del evento.
- **Valor de los Elementos a riesgo** (E): valor económico o social de los bienes o personas expuestas al riesgo en un área determinada (población, infraestructura, actividades económicas, etc.).
- **Vulnerabilidad** (V): expresa la aptitud del elemento a riesgo para ser dañado a consecuencia del evento, y, más precisamente, indica la porción del elemento mismo que resulta dañada.

La amenaza (H) de una zona, es una característica propia del terreno frente a la posibilidad que ocurra un fenómeno natural sobre dicha área: Inundación, pérdida de material de orilla, etc. en relación con los datos estadísticos registrados y la frecuencia esperada del evento catastrófico. El área potencialmente afectada por el fenómeno hidráulico – geológico, que puede ocasionar daños materiales y personales, es el área vulnerable.

La importancia del elemento de riesgo (E), se valora de acuerdo al valor social y/o económico que este tenga y luego según la naturaleza del elemento; por ejemplo, si hay varias casas en una

misma zona tendrá un peso mayor al tamaño del posible desastre se le conoce como daño potencial.

Cuando ha ocurrido algún evento y algún elemento de riesgo puede reportar un daño mayor o menor, en base a la propia capacidad de soportar dicho evento, la vulnerabilidad (V), expresa la capacidad del elemento de riesgo a sufrir daños por efecto del evento (0 = ningún daño, 1 = pérdida total).

El conocimiento del nivel de riesgo, junto a la dimensión del fenómeno y el uso del terreno, así como al período de retorno del evento, proporcionan los elementos necesarios para garantizar la efectiva programación de medidas de protección acordes con dicho evento.

Muy a menudo las metodologías utilizadas (Fattorelli, 2003) para la individualización de las clases de riesgo se refieren directamente a los daños padecidos por el elemento más que a su valor y a su vulnerabilidad, pues no siempre daño y valor resultan ser proporcionales. Por ejemplo, los daños sufridos por un terreno agrícola dependen del período del año en que se manifiesta la inundación, a tal punto que para la evaluación de la eventual indemnización a los propietarios se hace referencia al perjuicio sufrido por los "frutos pendientes" y no al valor del terreno o de los cultivos. Por eso es preferible hablar de daño potencial (daño sufrido o esperado por un elemento cuando fuera afectado por un fenómeno natural, o sea, en otros términos, el producto $D = E \cdot V$), en vez de elemento a riesgo y de vulnerabilidad. Adoptando esta nomenclatura es posible definir el riesgo hidráulico (R) como una magnitud que expresa la presencia contemporánea, dentro de un área, de una situación de amenaza y de un daño potencial, o sea:

$$R = H \cdot D \qquad 13.1$$

Esta definición sintetiza muy bien el concepto de interferencia entre ambiente natural y actividad antrópica, y lo explícita a través de la superposición entre amenaza y daño potencial, permitiendo su inmediata representación gráfica por mapas temáticos (figura 13.4). Una vez que se ha estimado el nivel de riesgo, cada área es clasificada en una de las cuatro clases de riesgo previstas por la normativa italiana:

R4 (Muy Elevado). Posibles pérdidas de vidas humanas y lesiones graves a las personas, daños graves a los edificios y a la infraestructura, daños al patrimonio ambiental, destrucción de actividades socioeconómicas.

R3 (Elevado). Posibles problemas respecto a la seguridad de las personas, daños funcionales a los edificios y a la infraestructura, con consecuente inhabitabilitad de los mismos y la interrupción de las actividades socioeconómicas, daños al patrimonio ambiental.

R2 (Medio). Posibles daños menores a los edificios, a la infraestructura y al patrimonio ambiental que no perjudican la seguridad de las personas, la inhabitabilidad de los edificios y la funcionalidad de las actividades socioeconómicas.

R1 (Moderado). Los daños sociales, económicos y al patrimonio ambiental son marginales.

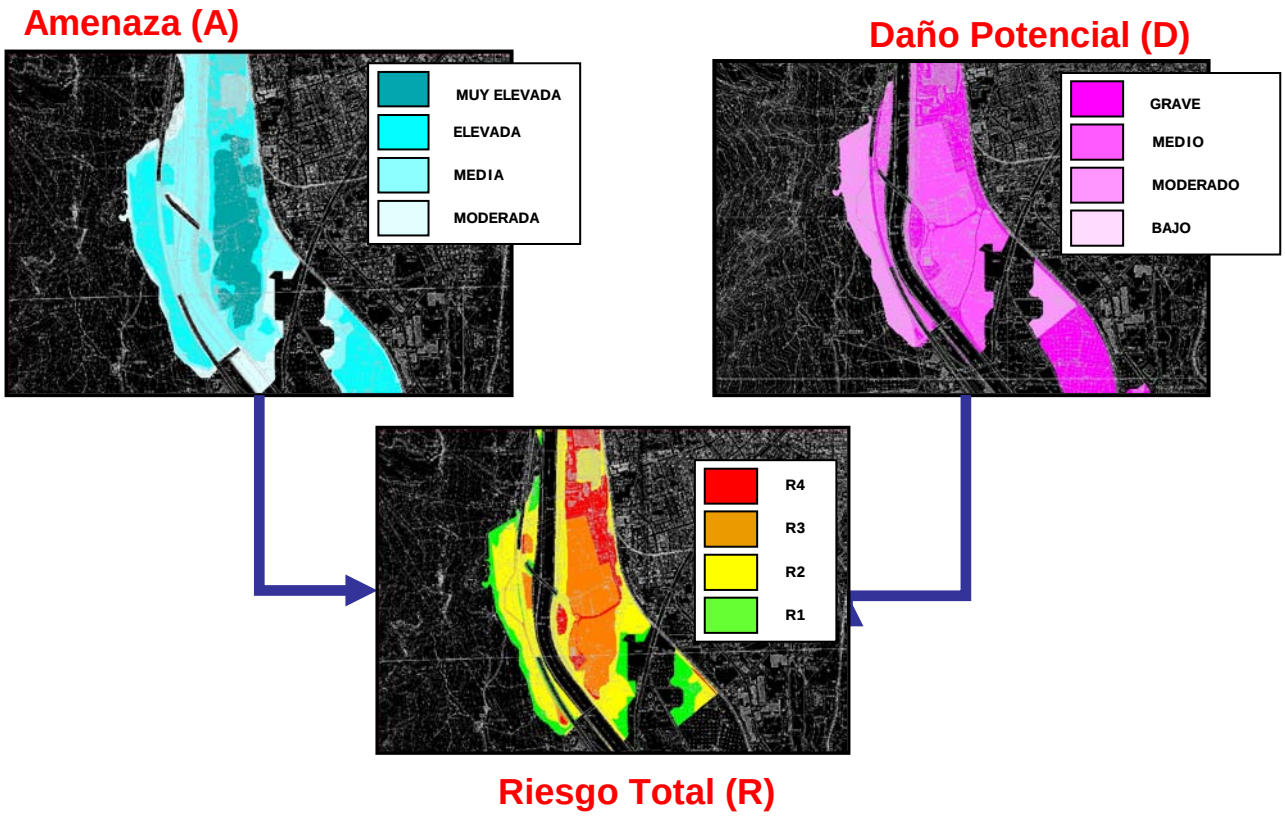


Figure13.4. Riesgo a la inundación.

En términos generales se puede decir que la información básica necesaria para determinar áreas de riesgo hidrogeológico es la siguiente:

- Planos de la zona de estudio, en escala 1:100.000 ó 1:50.000 o menores para áreas urbanizadas. Entre estos se deben tener mapas: topográficos (incluida red de drenaje y planta del cauce), geológicos, uso del suelo y cobertura vegetal.
- Secciones transversales del cauce del río donde puede ocurrir un desbordamiento o inundación (Escala 1:2500).
- Planos de la ciudad, indicando límites de urbanizaciones y zonas de crecimiento (Plano de vulnerabilidad).
- Aerofotografías de la zona (Opcional).
- Imágenes de satélite, Landsat y/o Spot u otro, (Opcional). Puede reemplazar la información señalada anteriormente.
- Registros hidrometeorológicos Se debe contar con información de: Caudales: máximos (instantáneos y promedios diarios), lluvias (máximas horarias, diarias, mensuales), temperatura ambiental, humedad relativa ó punto de rocío.
- Información histórica de inundaciones. Publicaciones, diarios, datos de pobladores, marcas de inundación.

La determinación del nivel de riesgo hidrológico supone un conocimiento detallado de parámetros hidrológicos, geomorfológicos, topográficos y urbanísticos ligados a la ejecución de estudios y análisis de frecuencias.

Para obtener la ubicación y delimitación de la zona de riesgo hidráulico, se procederá a realizar lo siguiente:

- Análisis geomorfológicos de la cuenca, para definir las condiciones actuales.

- Ubicación de las áreas históricamente inundadas.
- Análisis hidrológicos, para definir una serie hidrológica representativa del área de estudio y su periodo de retorno.
- Análisis hidráulicos, para conocer las propiedades hidráulicas del cauce del río en estudio.
- Sistemas de información geográfica (SIG).
- Procesamiento digital de imágenes de satélite. Sirve para delimitar la cuenca en estudio, puede ser obviado si se tiene una buena cartografía actualizada de la zona. También sirve de apoyo en la elaboración de un sistema de información geográfico (SIG) para la presentación de los resultados.
- Fotografías aéreas. Son de gran utilidad en los estudios del río y áreas inundables.

Los estudios geomorfológicos, hidrológicos e hidráulicos pueden ser realizados por "modelos", desarrollados en software especializado. Cabe señalar que es muy importante utilizar información confiable, toda información que se use deberá ser rigurosamente verificada, de esto depende la fidelidad de los resultados.

A fin de generar un procedimiento estándar, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias ("Federal Emergency Management Agency") (FEMA, 2008) de los Estados Unidos, ha adoptado la creciente de tiempo de recurrencia de 100 años como base para tomar medidas de gestión en las planicies de inundación. También se usa la de 500 años para áreas adicionales de alto riesgo de vulnerabilidad.

Cuando los límites de las áreas inundables correspondientes a las crecientes para 100 y 500 años coinciden, debido a la existencia de taludes pronunciados, sólo se indica en el plano la de 100 años y en las secciones transversales ambas.

El Modelo HEC-RAS (Capítulo 8) se puede utilizar para la definición del canal principal y áreas inundables. El FEMA llama a esto "vía de la creciente" (canal principal) y "margen de creciente" (áreas inundables). La "vía de la creciente" definida para la creciente de 100 años, significa además del canal principal, áreas fluviales que deben permanecer siempre libre de ocupación de viviendas, cultivos, caminos y vías férreas, líneas de energía, etc. Las márgenes de creciente pueden ser parcialmente ocupadas (a riesgo de los ocupantes), siempre que ello no signifique para la creciente de los 100 años un incremento del tirante del río superior a 0.30 metros.

13.4 EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD – ZONIFICACIÓN DEL RIESGO

Los problemas asociados a aluviones (crecientes torrenciales) e inundaciones referidas a ríos de régimen permanente en áreas planas) constituyen el concepto de riesgo hidrológico.

En la temática actual al estudiar el problema del riesgo hidrológico se deben considerar los siguientes elementos: Control, prevención, pronósticos, manejo de la emergencia, educación y cultura del riesgo.

En relación con control (obras y medidas estructurales y/o de ordenamiento territorial), la prevención es un concepto que en la temática actual, se divide en dos componentes que a su vez constituyen el riesgo: amenaza y la vulnerabilidad

La vulnerabilidad es la susceptibilidad directamente vinculada al uso del suelo (ligada a consecuencias socio-económicas). La amenaza, en cambio, se refiere exclusivamente a las consecuencias hidrometeorológicas e hidrológicas que una creciente de determinada magnitud (tiempo de retorno) ocasiona en áreas inundables con posibilidad de ser afectadas por la misma.

Es decir, la amenaza, está vinculado a factores como los niveles del río, la frecuencia y duración de la creciente, velocidad, arrastre de material sólido, profundidad, volumen y caudal. Estos factores son inherentes a la condición física del río y su entorno y a las consecuencias directas

que tenga la respuesta hidrológica de la cuenca a los impulsos que reciba (lluvias en ríos de régimen pluvial, temperaturas y acumulación nívea en ríos de régimen nival, temperaturas y lluvias en ríos de régimen pluvio-nival)

El río o torrente en su condición natural, siempre reaccionará en forma equivalente ante impulsos semejantes, sus consecuencias serán distintas según sea la vulnerabilidad del territorio afectado. Un ejemplo aclarará estos conceptos: Las grandes crecientes del río Paraná (Argentina) de fines del siglo XIX o principios del XX, inundaron grandes extensiones, sin mayores consecuencias. La creciente de 1984, de semejante magnitud hidrológica, produjo graves problemas socio-económicos ya que el desarrollo agrícola, urbano, industrial y de infraestructura de áreas inundables, se había localizado en tierras vulnerables. Seguramente los mapas de amenaza, en la inundación del Paraná referidos a las crecientes de fines del siglo XIX o principios del XX, posiblemente no varían mucho con los de 1984, mientras que los mapas de vulnerabilidad son totalmente diferentes. El territorio nacional Argentino tiene un millón de kilómetros cuadrados afectados por aluviones, es decir, en todo ese territorio existe amenaza aluvional. La vulnerabilidad se manifiesta sólo en torrentes que afectan áreas urbanas, centros turísticos, cultivos, industrias o infraestructuras.

Una región ó un área determinada se puede considerar en riesgo cuando la frecuencia de ocurrencia de un evento que la afecta es mayor que aquella que razonablemente se pueda tolerar. Así, si por ejemplo, si un área determinada es afectada solamente por crecientes que tengan recurrencias iguales o mayores de 1000 años se puede considerar “de muy bajo riesgo”. En cambio será de “alto riesgo” si ya resulta afectada por crecientes de recurrencia de 10 años

La vulnerabilidad y el riesgo deben ser evaluados lo más objetivamente posible. Para ello se usa el método denominado de “inundabilidad” que permite cuantificar tanto la amenaza como la vulnerabilidad y producir mapas de riesgos con elementos fundamentales para la planificación del uso del suelo, planes de control y manejo de la emergencia, seguros de riesgo, etc. Tales mapas, deben presentar distintos escenarios. Mediante la hidrológía se obteniene la descripción del régimen de río y la probabilidad de eventos críticos (tablas, gráficos, hidrogramas), básicos para el diseño hidrológico, tanto de medidas de control como para el dimensionado hidráulico de obras.

La utilización en forma conjunta de los índices de: Vulnerabilidad, ecológica (IVE), socioeconómica (IVSE), de la infraestructura (IVI) y del sistema productivo (P), permiten la conformación de un Indice de Vulnerabilidad Global Ponderado utilizado como indicador de la sensibilidad ambiental integrada para el territorio:

- Índice de vulnerabilidad ecológica (IVE): el máximo de su escala identifica aquellos sectores del territorio más valiosos desde un punto de vista de su importancia para la conservación de la biodiversidad regional.
- Índice de vulnerabilidad socioeconómica (IVSE): altos valores del mismo, identifican aquellos sectores del territorio en donde una mayor proporción de la población residente es susceptible de ser afectada por un evento hidrogeológico).
- Índice de vulnerabilidad de la infraestructura (IVI): altos valores del mismo, corresponden a aquellos sectores del territorio cuya infraestructura es muy importante para el funcionamiento regional o tiene una mayor susceptibilidad a ser afectada por un evento hidrogeológico.
- Índice de vulnerabilidad del sistema productivo (P): el máximo de su escala corresponde a aquellos sectores del territorio con mayor aptitud productiva o con una infraestructura rural económicamente más valiosa y de mayor importancia regional.

El coeficiente de ponderación de cada uno de estos índices indica que no podrá ser definido de antemano, ya que el peso relativo de cada componente deberá ser analizado en el contexto subregional correspondiente y será motivo de una definición por consenso, en el seno del grupo

de evaluación ambiental. Más allá de la expresión de cálculo del índice compuesto, la definición cartográfica de la distribución territorial de los índices de vulnerabilidad individuales en ambiente SIG permitirá, mediante la técnica del análisis espacial, calcular y hacer mapas; el resultado es un índice compuesto cualquiera sea su expresión de cálculo. Con estos elementos y la descripción del territorio se pueden diseñar razonablemente protecciones para diferentes áreas, como lo son, zonas naturales (bosques, campos cultivados o pasturas) o áreas rurales de producción intensiva (producción hortícola ó de frutales) ó áreas urbanas o suburbanas (ciudades y pueblos, zonas de camping y turismo).

Obviamente en función de la vulnerabilidad considerada, se selecciona la frecuencia de diseño adecuada. Es decir, cada área se caracteriza por un objetivo expresado en términos de frecuencia de ocurrencia de determinado evento hidrológico.

Los mapas de amenaza mostrarán áreas afectadas por crecientes de diferentes períodos de retorno, mientras que los mapas de vulnerabilidad mostrarán la distribución espacial de zonas vulnerables y la necesidad de protección para crecientes de determinado período de retorno. Como ambos se miden en igual unidad (período de retorno en años) resulta fácil su comparación, así:

- Si el período de retorno de la amenaza es menor que el considerado aceptable para la vulnerabilidad de ciertas áreas, entonces esa área, con su protección actual, es de alto riesgo y en el mapa será rojo. Por ejemplo, si T_R de inundación del área es de 10 años y T_R aceptable para protección (de asentamientos o infraestructuras es de 100 años).
- Si el período de retorno de la amenaza de inundación o aluvión es mayor que el considerado para la vulnerabilidad esa área estará medianamente protegida (mapa zona amarilla). Por ejemplo: T_R de inundación de 200 años y T_R de vulnerabilidad de 100 años
- Si el área está protegida aún para la creciente máxima probable, no hay riesgo (mapa zona verde).

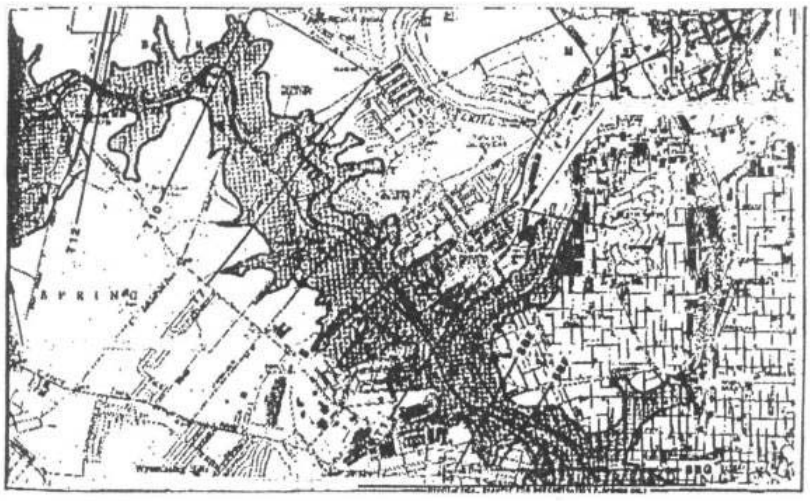


Figura 13.5. Ejemplo de mapa de inundación

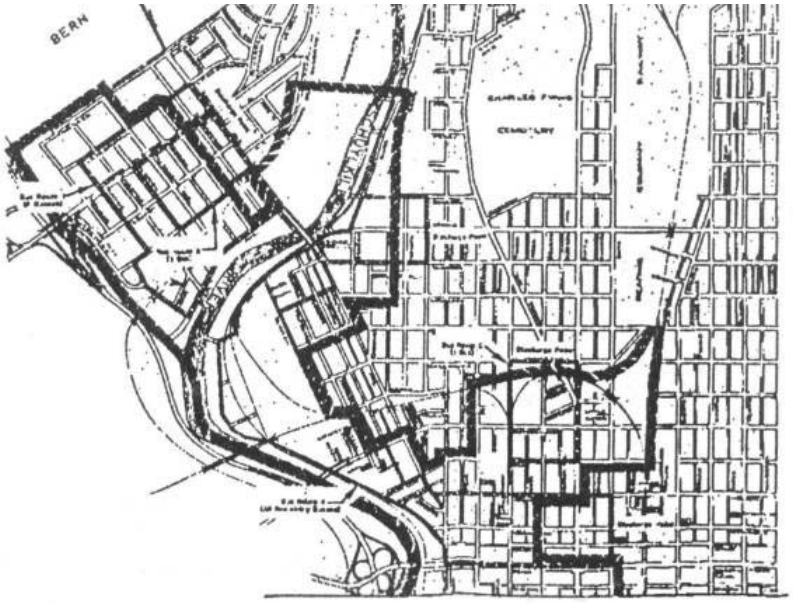


Figura 13.6. Ejemplo de área vulnerable

Algunos formularios propuestos para realizar levantamientos con el fin de evaluar el riesgo hidrológico, se presentan en las Tablas de la 13.4 a la 13.6 (Tragsa y Tragsatec, 1998).

Tabla 13.4 Parámetros para el cálculo del riesgo hidrológico

Fichero de cuenca			
Nombre de la cuenca:			
Infraestructura afectada:			
Cauce Principal:			
Desemboca en:			
Relación con otras cuencas:			
Referencias de ubicación:			
Límites:			
Norte:		Sur:	
Este:		Oeste:	
Planchetas:		Plano Nº:	
Parámetros Geomorfológicos (Capítulo 6)			
A		H_{min}	
P		H_{max}	
L		H	
I_c		R_e	
$Alt._m$		$Alj._m$	
I_p		T_C	
Parámetros hidrológicos para diferentes tiempos de retorno			
Q_{200}	m^3/s	V_{200}	Hm^3
Q_{100}	m^3/s	V_{100}	Hm^3
Q_{50}	m^3/s	V_{50}	Hm^3
Q_{25}	m^3/s	V_{25}	Hm^3

A es el área en km^2.
P es el perímetro en km.
L es la longitud del cauce principal en km
I_c es el índice de compacidad, adimensional.
$Alt._m$ es la altitud media, en m.
I_p es el índice de pendiente.
H_{max} es la cota mayor en m.s.n.m.
H_{min} es la cota mínima en el punto de concentración en msnm.
H es el desnivel medio del cauce principal en m
R_e es el radio de elongación, adimensional.
$Alj._m$ es el alejamiento medio, adimensional.
T_c es el tiempo de concentración en horas.

Tabla 13.5 Peligro de erosión y derrumbe.

Zona:			
Situación:			
Observador:		Fecha:	
Croquis:			
Indicios de inestabilidad			
Antecedentes			
Posición fisiografica			
Características físicas del material	Naturaleza		
	Estructura		
	Cohesión (C)		
	Friccion Interna (φ)		
Características geométricas de la zona inestable	Pendiente	Talud – Escarpe	
		Ladera	
	Altura talud – escarpe		
	Profundidad		
	Extensión		
Circunstancias			
Tipología			
Diagnóstico	Estabilidad		
	Evolución		

Tabla 13.6 Evaluación del nivel de riesgo.

Zona:		Geológica			
Hoja:		Topográfica			
		Coordinadas X/Y			
Condiciones de la zona – equilibrio actual					Puntuación Riesgo
Estable (0)	Estricto (1)	Crítico (2)			
Evolución					
Nula (0)	Progresa (1)				
Topografía					
Suave <10 (0)	Media 10-30 (1)	Fuerte >30 (2)			
Volumen (M^3)					
<10 (0)	10-100 (1)	100-1000 (2)	>1000 (3)		
Daños Posibles					
Humanos		Materiales			
No (0)	Si (3)	Ligeros (1)	Medios (2)	Catastróficos (3)	
Total de puntuación					

Evaluación del riesgo
0 - 4 : Riesgo Débil (R_0) 4 - 8 : Riesgo Mediano (R_1) 8 - 12 : Riesgo Elevado (R_2) 12 - 16 : Riesgo Muy Elevado (R_3)
Observaciones:

13.5 DETERMINACIÓN DE ZONAS VULNERABLES Y EVALUACIÓN DE DAÑOS

El objetivo de estos estudios es determinar la magnitud de crecientes probables para definir marcas de agua máximas y en base a ello: identificación de zonas vulnerables, evaluación de daños y diseño de medidas de control como se indica en forma simple en las figuras 13.7 y 13.8.

.

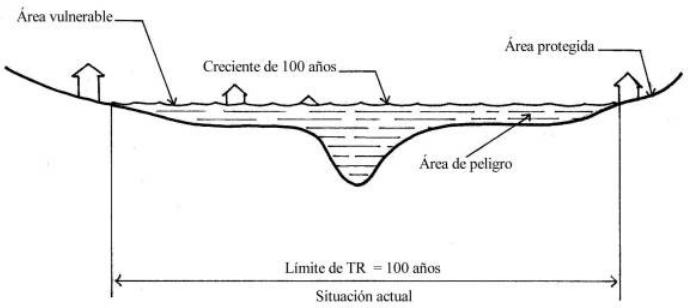


Figura 13.7 Identificación de áreas con la creciente de 100 años

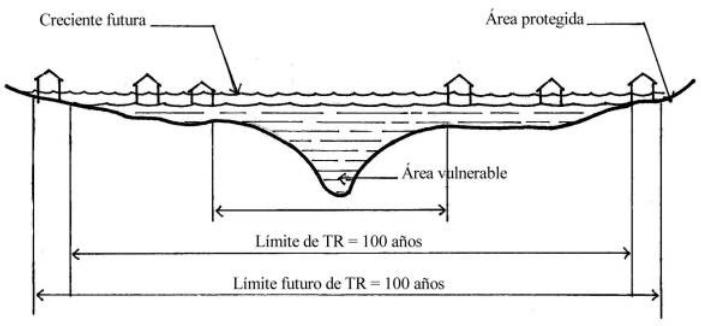


Figura 13.8. Identificación de áreas con futuros desarrollos de la cuenca

Identificación de Zonas Vulnerables

Para esto, se realiza un estudio de reconocimiento, basado a su vez en:

- Estudios Hidrológicos. Si corresponde, determinar la precipitación máxima para un período de retorno, T_R, 100 años (capítulos 4 y 5). En base a los estudios hidrológicos de base y a los modelos de lluvia/caudal (como HEC-1, HMS, ARHymo), se determina la creciente de los 100 años.
- Estudios Hidráulicos. Con mapas planialtimétricos base a escala adecuada (por ejemplo 1:20000), secciones transversales y longitudinales determinadas con levantamientos en campo, definir en base a los criterios expuestos los mapas de áreas (de amenaza, vulnerables, protegidas), mediante el uso de modelos hidráulicos de curvas de superficie libre (HEC-RAS ó Geo HEC-RAS). La disponibilidad actual de modelos hidrológicos e hidráulicos integrados a sistemas de información geográfica es una herramienta de primer nivel. En zonas planas resulta importante la aplicación de modelos bidimensionales, como SOBEK, para determinar con más precisión las áreas y el tiempo de permanencia de la inundación (Fattorelli, et.al , 1999). En el CD se presenta una aplicación con modelo el modelo bidimensional " SOBEK"

13.6 EVALUACIÓN DE DAÑOS.

Resulta claro que para realizar esta evaluación, se necesitan mapas elaborados para crecientes de varios tiempos de retorno: 25, 50, 100, 200 y 500 años.

.

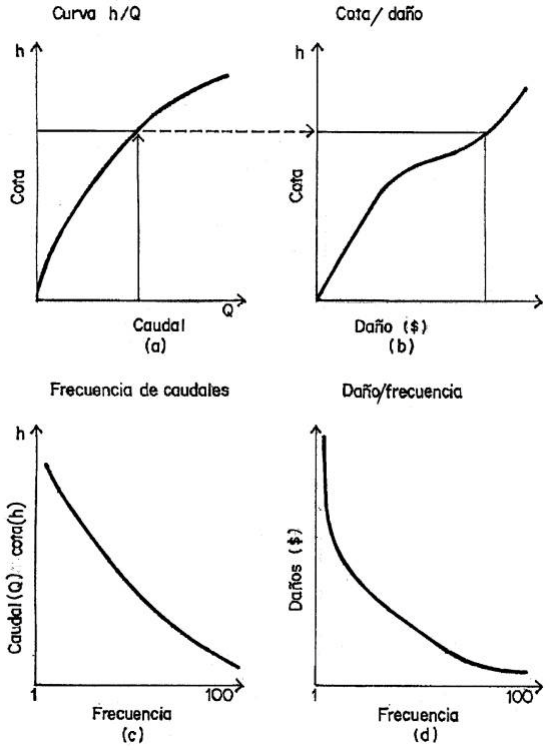


Figura 13.9. Relaciones necesarias para el cálculo de daños por inundación

Para la evaluación de los daños se requieren:

- Curva h/Q (Figura 13.9a). Función básica del río que se obtiene como producto adicional del modelo de curvas de superficie libre (HEC-RAS).
- Relación cota-daño (Figura 13.9b). Se basa: en la curva h/Q en una determinada sección, en los mapas de riesgo y en la evaluación económica de los daños que se producen. Esto puede incluir daños directos e indirectos asociados a cada uso de las áreas afectadas: viviendas, infraestructura, áreas industriales, terrenos agrícolas, áreas recreativas, daños ecológicos.
- Frecuencia de caudales (Figura 13.9c) (a mayor frecuencia, menor caudal). Curvas encontradas con la distribución estadística de caudales máximos (Capítulos 4 y 5).
- Relaciones Daños/Frecuencia (Figura 13.9d). Esta relación es la combinación de las curvas anteriores.
- El daño para una determinada frecuencia (figura 13.9d), se calcula así: de la curva (c) se obtiene para determinada frecuencia, o su inversa el tiempo de retorno (T_R) un caudal determinado (Q_{50}, Q_{100}, Q_{500}). Con cada caudal de la curva (a) se obtiene la cota de la superficie del agua. Con esas cotas (h_{50}, h_{100}, h_{500}) se obtiene en la curva (b) los daños emergentes de cada nivel de la inundación.

  La curva daños-frecuencia relaciona el daño ($) que puede esperarse de un determinado caudal (o cota) con su respectiva frecuencia. Nótese que a caudales poco frecuentes (altos valores de Q) y altos valores de h, los daños son mayores.

Este es el cálculo en una determinada sección del río representativa de una zona y válida para un tramo del río. El cálculo se repite para otras secciones cada una representativa de una determinada zona (residencial, comercial, suburbana, industrial, agrícola).

Los cambios en las condiciones de escorrentía de una cuenca se pueden producir tanto en el aumento como en la disminución de los caudales de las crecientes. Casos de disminución se dan con medidas de corrección en la cuenca o construcción de diques de detención ("detention dams"). Casos de aumento de caudales se dan por: urbanizaciones no controladas, transformación de tierras con vegetación natural en tierras agrícolas, también por causas naturales como incendios forestales producidos por sequías o rayos durante tormentas.

En cualquiera de estos casos la metodología de la Figura 13.9 es la misma, pero las curvas se deben calcular con condiciones que han cambiado. La curva de frecuencia de caudales cambia por efecto de aumento del área impermeable y disminución de la tasa de infiltración. Este efecto se puede evaluar cambiando consecuentemente los valores de CN, en base a las condiciones suelo/vegetación y usando el modelo de lluvia-caudal (Capítulo 7). El uso de modelos que integran SIG con modelos de lluvia-caudal facilitan esta tarea (HEC-GeoHMS 2009).

La evaluación de daños resulta un trabajo costoso (en tiempo y dinero) que se ve muy facilitado con buenos levantamientos aerofotográficos (o incluso imágenes de satélite o de laser – scan) y el ingreso de los datos en modelos SIG.

13.7 MITIGACIÓN DEL RIESGO

El objetivo principal de las intervenciones para la mitigación del riesgo hidrogeológico es el de proteger las poblaciones urbanas, la infraestructura, los lugares y los ambientes de importancia reconocida contra los eventos de crecidas caracterizados por caudales y flujos de detritos de considerable magnitud, y también contra los fenómenos de inestabilidad de las vertientes, de manera de reducir el nivel de riesgo hasta valores compatibles con las actividades socioeconómicas presentes. Además de este objetivo, inmediato y prioritario, una estrategia apropiada de planificación tiene que conseguir la recalificación de la cuenca hidrográfica en su totalidad, integrando las funciones y las exigencias del sistema fluvial con las actividades de

producción y de aprovechamiento de los recursos hídricos. Entre las diversas soluciones disponibles para garantizar la seguridad hidráulica serán, por lo tanto, ventajosas aquellas en grado de:

- Preservar y, donde sea viable, ampliar las áreas naturales de inundación de los cursos de agua limitando las obras artificiales de contención de las crecidas realizadas que dismuyen la expansión natural de los mismos, y favorecer las acciones de laminación controlada para no aumentar el flujo en los cauces principales;
- Limitar los flujos vertidos a la red hidrográfica natural provenientes de sistemas artificiales de drenaje y vaciado de las aguas superficiales en las áreas urbanizadas; promover acciones extensas de ordenación de las vertientes a fin de aumentar la permeabilidad de las superficies y los tiempos de retardo; Promover el mantenimiento de las obras de protección y de los cauces, como instrumento imprescindible para preservar la eficiencia de los sistemas de defensa, asegurando así su fiabilidad en el tiempo;Promover la recuperación de las áreas fluviales con miras a posibles usos recreativos; promover la conservación de las vertientes y del territorio de montaña, con particular atención a la reforestación y a la regulación de los caudales de la red secundaria de escorrentía superficial para la defensa contra los fenómenos de erosión, los derrumbes y los fenómenos torrenciales; reducir las interferencias antrópicas con la dinámica evolutiva de los cauces y de los sistemas fluviales.

Actuando según estas directrices será posible conseguir el resultado más general de devolver al sistema fluvial un rol central con respecto al equilibrio territorial de la cuenca hidrográfica, favoreciendo la recuperación de las funcionalidades de los sistemas naturales, así como el restablecimiento, la recalificación y la salvaguardia de las características ambientales del territorio, y obteniendo a la vez condiciones de uso del suelo compatibles con las características de los sistemas hidrográficos (Fattorelli, 2005).

La mitigación de la condición de riesgo (figura 13.10) debe conseguirse mediante una serie de medidas que reduzcan la *frecuencia* y el *impacto* de los eventos aluvionales dentro de límites compatibles con las características socioeconómicas de los territorios a proteger. Los objetivos que pueden lograrse por medio de la realización de una obra hidráulica, o la aplicación de medidas que preserven el territorio del peligro representado por ciertos eventos naturales potencialmente dañinos, tienen que ser comparados con la necesidad efectiva de defensa de los bienes o personas presentes, evaluando el nivel real de peligrosidad del fenómeno y el valor económico y social de las áreas expuestas al riesgo. En otras palabras, hay que valorar en términos objetivos los planes propuestos, de manera que las eventuales acciones de mitigación puedan englobarse en una lógica costes-beneficios por la cual el valor del daño causado a personas, viviendas, infraestructura, y actividades productivas y comerciales justifique el costo de las acciones a emprender (Fattorelli y Frank, 2001).

Figure 13.10. Mitigación del riesgo.

Medidas estructurales

Entre las acciones de tipo *estructural* (Fattorelli et al, 2008) se enumeran todas aquellas medidas que se proponen reducir la situación de riesgo interviniendo sobre la peligrosidad del evento. Algunas de ellas (medidas activas) tienden a mitigar la magnitud del fenómeno natural reduciendo la probabilidad de que este ocurra con una dada intensidad (reducción de la frecuencia); otras (pasivas) se proponen en cambio aumentar la capacidad del territorio para soportar las solicitaciones del evento natural sin sufrir daños (reducción del impacto). Ver tabla 13.7.

En detalle, las acciones estructurales que permiten alcanzar el objetivo de la defensa del territorio contra las inundaciones se distinguen en:

- Acciones extensivas en la cuenca hidrográfica tendientes a aumentar la capacidad de absorción del terreno y a atenuar los fenómenos de erosión y consecuente transporte sólido en la red (medida activa);
- Reseccionamientos del curso de agua y elevación de los diques para aumentar la capacidad de flujo de las aguas a nivel local (medida pasiva);
- Realización de canales de lámina libre o en galería, que tienen la función de aliviar las aguas de crecida alejándolas del río y volviendo a descargarlas agua abajo de la zona de riesgo o en un segundo curso de agua (medida activa).
- Realización de lagunas de laminación temporales en grado de modificar el hidrograma de crecida disminuyendo su caudal máximo (medida activa).

Tabla 13.7. Medidas estructurales y no estructurales

MEDIDAS ESTRUCTURALES	
Estrategia	**Opción**
Reducción de crecidas	Embalses y lagunas de laminación. Defensas longitudinales. Canalización y dragado.
Prevención de erosiones y protección de cabeceras de cuenca	Protección de canales. Diques de consolidación.
MEDIDAS NO ESTRUCTURALES	
Estrategia	**Opción**
Reducción de la susceptibilidad al daño	Planificación del uso del suelo. Regulación de llanuras de inundación. Ordenamiento territorial. Políticas de desarrollo. Códigos de edificación y construcción. Sistemas de alerta hidrológica. Programas y políticas de gestión ambiental.
Mitigación del impacto de crecidas	Información, educación y participación. Planes de contingencia. Recuperación post crecida.

Medidas no estructurales

Se definen como *no estructurales* todas aquellas medidas que aspiran a reducir el riesgo en un territorio interviniendo sobre el valor de los elementos expuestos y su vulnerabilidad, o sea sobre el daño potencial. Pertenecen a esta categoría todas aquellas medidas tendientes a prevenir o atenuar los daños consiguientes al evento de crecida sin la construcción de obras que interfieran con el flujo de las aguas (tabla 13.7). Acciones de este tipo pueden subdividirse en:

- Medidas de tipo administrativo, destinadas a reglamentar la destinación del uso del suelo de un territorio a través de la introducción de vínculos y restricciones estrechamente conectadas con las características hidrogeológicas del curso de agua y de las áreas lindantes, y más en general, con el modelo de desarrollo socioeconómico previsto para el territorio en cuestión;
- Medidas destinadas a modificar el impacto "psicológico" de las inundaciones sobre los individuos y las comunidades, a través de campañas de información que acostumbren a la población a la convivencia con esos eventos;
- Medidas que utilizan sistemas de alerta de crecidas, con difusión de la misma a la población y con la organización y gestión de la emergencia.

13.8 DISEÑAR MEDIDAS DE CONTROL

Este diseño se realiza según el problema a tratar: diques de detención, zona de inundación, lagunas de laminación, rectificación de cauces y vías para la creciente (floodways), derivaciones, sistemas de bombeo, etc. En la Figura 13.11 se ilustra el caso de rectificación del cauce y taludes que definen la vía de la creciente (“Floodway”).

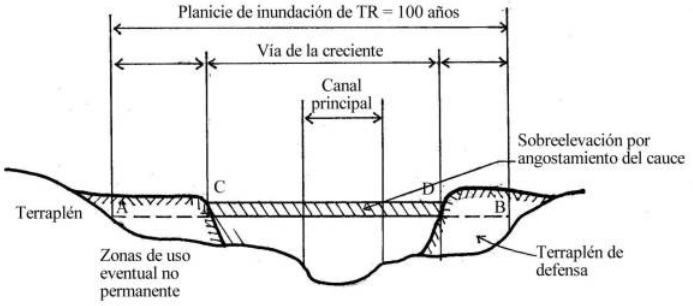


Figura 13.11 Esquema de rectificación de terraplenes de un río.

En la Figura 13.11, la línea A-B es el nivel de la creciente antes de la construcción de los terraplenes de defensa y la línea C-D es el nivel de la creciente después de la construcción de las defensas. La sobreelevación para la creciente de los 100 años no debe ser superior a 0.30 metros. Los modelos HEC-1 y HEC-RAS resuelven estos problemas.
Las medidas de reducción de daños y reclasificación de las áreas pueden ser entre otras:

- Disminución de caudales: diques de detención, lagunas de laminación, derivaciones y corrección de la cuenca.
- Disminución de áreas inundadas: alteración del canal (rectificaciones), terraplenes o muros de defensa.
- Disminución directa del daño: manejo adecuado del área inundable, relocalización de: pobladores, industrias, etc.; sistemas de aviso temprano (Capítulo 14).

En síntesis el procedimiento se puede resumir en los siguientes pasos:

- Definir las nuevas curvas de frecuencia de caudales, usando las mismas lluvias bajo condiciones que han cambiado en la cuenca.
- Definir las nuevas curvas de frecuencia de daños, con el aumento de áreas vulnerables.
- Identificar el plan de reducción de daños.
- En base a esto y con el uso de modelos adecuados, diseñar las medidas y obras adecuadas a los objetivos del plan.

Entre las medidas y obras se indican como fundamentales las siguientes:

- Diseño y evaluación de presas de detención. Estudios de seguridad de presas.
- Evaluación de alteraciones en el río: (rectificaciones, terraplenes, muros y plantas de bombeo), con el uso de modelos de curvas de superficie libre como HEC-RAS.
- Derivaciones con descargas a ríos mayores o zonas inundables no vulnerables, ya sea con descargas hidráulicas o con plantas de bombeo.
- Manejo y corrección de la cuenca: manejo de la vegetación y obras de corrección
- Manejo del área de inundación. Reducción de la vulnerabilidad mediante manejo del territorio y códigos adecuados de control de asentamiento

13.9 SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)

Los SIG (GIS, acrónimo inglés de Geographic Information System) han permitido a los hidrólogos realizar el estudio morfológico de las cuencas de manera ágil, precisa y semiautomática. incrementando la capacidad de descripción e interpretación del territorio a través de poderosos indicadores espacialmente distribuidos. Algunos índices de terrreno como pendiente, dirección del flujo, área de drenaje e índice de saturación, pueden ser utilizados para identificar áreas de mayor susceptibilidad a procesos de erosión y/o sedimentación. Los SIG

constituyen una poderosa plataforma para el desarrollo de modelos, calibración y visualización espacial de simulaciones, permitiendo de este modo confrontar las simulaciones del modelo con las observaciones de campo.
A su vez, los sistemas de información geográfica pueden integrarse con resultados obtenidos del uso de técnicas como la teledetección. De esta manera, el SIG se convierte en una herramienta de un exito potencial que permite calibrar, procesar y visualizar todo tipo de datos y su futura actualización, de una manera rápida y confiable, a bajo costo. Consecuentemente, se constituye en un soporte a la toma de decisiones, facilitando la observación, descripción, evaluación y monitoreo de los diferentes procesos y agentes actuantes en una cuenca hidrografica, en un momento dado o bajo diversas condiciones simultaneas de vulnerabilidad, riesgo o amenaza.

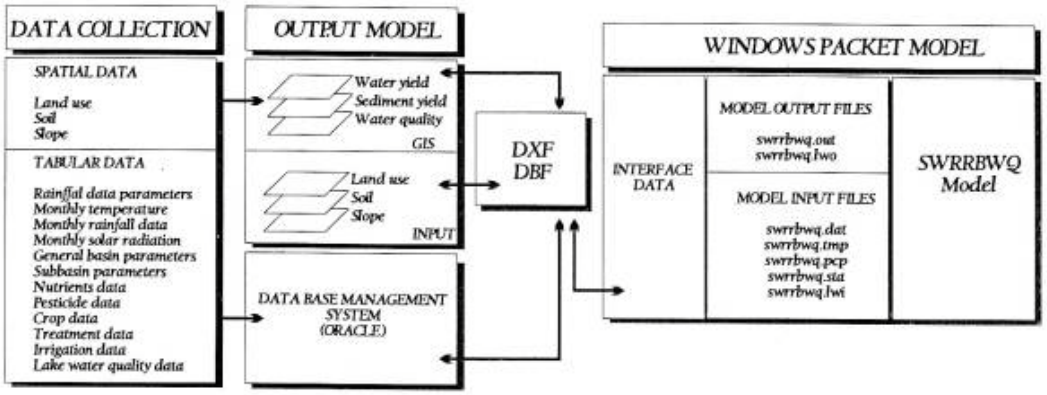


Figura 13.12 Esquema de integración entre el GIS y un modelo hidrológico: Proyecto UE-AVICENNE (Beta Studio, 1994

Los sistemas de información geográfica tienen por objeto procesar datos relativos a distintos aspectos de la superficie terrestre provenientes de diferentes fuentes (sensores remotos, redes de telemedición, levantamientos en terreno) y presentarlos en mapas a escala adecuada. Se habla en este caso de “datos geográficos”, haciendo referencia a datos caracterizados por una posición geográfica y por atributos que especifican la naturaleza. Dada la posibilidad de integrar los datos espaciales con los descriptivos y la capacidad de efectuar análisis y modelaciones, los SIG permiten explicar las relaciones existentes entre los diferentes objetos, facilitando el proceso de conversión de los datos en información.
Los SIG se pueden ver como el actual punto de convergencia de distintas disciplinas que se ocupan de la información territorial, cartográfica, gráfica, computarizada, fotogrametríca y teledetección, análisis espacial, sistemas expertos e inteligencia artificial.

ESTRUCTURA DE LOS DATOS EN EL GIS

El conjunto de los datos manejados y administrados por los SIG se llama “base de datos geográfica”, se articula generalmente en dos partes: una base de datos espacial, constituida por las características geométricas de los objetos; y otra, base de datos descriptiva que contiene los atributos que especifican la naturaleza de los objetos.
El modo en el cual los objetos reales son representados en el SIG, por lo que respecta ya sea a sus aspectos espaciales que descriptivos, define el modelo de los datos. La mayor parte de los modelos se articula en planos (“layers”) informáticos, cada uno de los cuales corresponde a un

tipo diferente de datos (ej. morfometría, hidrografía, unidad de terreno, límites administrativos). Tales “layers” en parte corresponden a los mapas de base o temáticos de origen.
La base de datos espacial, está formada por el conjunto de las características geométricas de los objetos, o sea su forma y posición geográfica La posición geográfica puede ser expresada en términos absolutos, por las coordenadas de los puntos que componen los objetos relativamente a un sistema de referencia (por ejemplo la proyección universal transformada de Mecartor, UTM); o en términos relativos por la topología (relaciones espaciales entre objetos: cercanía, contigüidad, conectividad, etc.). Existen cuatro tipos de entidades geométricas usadas para codificar los datos espaciales, los cuales se detallan en la Tabla 13.8

Tabla 13.8 Objetos Geográficos

Dato espacial	Descripción
Puntos	Objetos Adimensionales: la posición espacial es representada por un par de coordenadas X,Y pero no por una longitud; pueden ser observaciones relativas a fenómenos discretamente distribuidos (ej. pozos), o distribuciones continuas (ej. medidas de precipitaciones);
Líneas	Objetos con 1 dimensión (longitud), constituidos por un conjunto de segmentos lineares y caracterizados espacialmente por 2 o más pares de coordenadas; pueden ser estáticos (informaciones solo estructurales) o dinámicos (contienen también informaciones sobre los flujos);
Áreas	Objetos con 2 dimensiones (longitud y ancho); son regiones con límites naturales (unidades litológicas) o artificiales (zonas administrativas); respecto a otros polígonos pueden ser adyacentes o incluidos;
Superficies 3 D	Objetos con 3 dimensiones, longitud, ancho y altura o profundidad (ej. elevación, precipitación, temperatura, profundidad de la falda)

La representación digital de tales objetos se puede hacer mediante dos modelos principales: el modelo raster o el modelo vectorial (Figura 13.12)

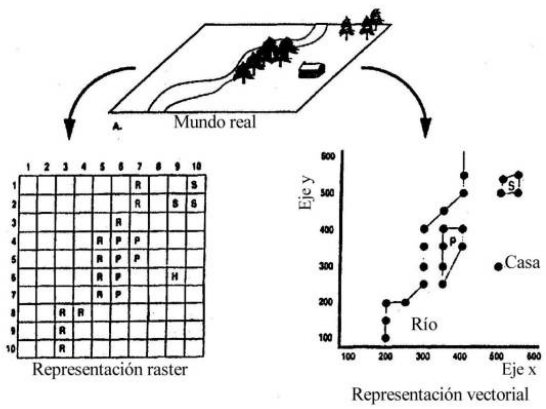


Figura 13.13. Estructuras del Raster y vectorial (Aronoff, 1989).

Aplicaciones SIG en hidrológía

Las funciones de los SIG útiles en el diseño hidrológico, varían con el tipo de aplicación: modelística hidrológica, planificación, manejo de cuencas y sistematizaciones hidráulicas. Con respecto al instrumento informático, en general las funciones útiles para el diseño hidrológico se

pueden sintetizar en las siguientes categorías: adquisición e imput de los datos; preparación y manejo de la base de datos; análisis espacial.
La fase de adquisición de los datos en el sistema es seguramente la más costosa en términos de tiempo, por lo tanto, representa la principal fuente de error. La fase siguiente es la preparación de una base de datos territoriales, compuesta normalmente por tres partes: una base de datos espacial en formato raster; una base de datos espacial en formato vectorial; una base de datos descriptiva en formato de tablas.
Los datos deben ser georeferenciados, actualizados y sobretodo renovables con facilidad. Los datos de entrada de los modelos hidrológicos pueden ser divididos en dos grandes grupos: datos hidrometeorológicos (variables del sistema hidrológico: precipitación, temperatura, humedad del aire, etc.) y parámetros territoriales de la cuenca (caracteres físicos y biológicos: geolitología, geomorfología, hidrografía, pedología y vegetación).

El modelo ArcView

Las modalidades de análisis espaciales típicas de los SIG tienen como objeto datos, ya sea hidrometeorológicos que territoriales, en forma distribuída. Los instrumentos de análisis utilizables en el campo de la hidrológía varían según el tipo de SIG a disposición, pero en general, para ArcView, pueden resumirse en las siguientes categorías: funciones de medida, funciones de buffering, funciones de red, interpolación espacial, contorno, álgebra de mapas y funciones gráficas.
A través de las funciones de medida, ya sea raster que vectoriales implementadas en ArcView, se efectúa en modo automático el cálculo de las longitudes y de las áreas. Esto facilita notablemente algunas operaciones efectuadas en el análisis morfométrico, como el cálculo del área de la cuenca, de su pendiente media, la longitud del cauce principal.
Numerosos SIG, ya sea de tipo raster que vectoriales, poseen funciones de red que permiten operaciones como: definición de la red hidrográfica de síntesis por el DEM (digital elevation model); orden del cauce (“stream ordering”) según Strahler o Shreve; cálculo del tiempo cumulativo de concentración en cualquier punto de la red; y determinación del área de drenaje que contribuye al flujo en el punto seleccionado. Las funciones de red implementadas en ArcView, usadas normalmente en el análisis de los flujos de tráfico, se pueden extender en algunos casos al análisis de los flujos hídricos.

Integración SIG – Modelos hidrológicos

La efectiva utilidad de los SIG, como apoyo a la modelística hidrológica depende de numerosos factores, entre los cuales el tipo y la estructura del modelo hidrológico, la estructura del SIG, las funciones analíticas disponibles en el mismo y el nivel de integración entre el SIG y el modelo.
Si bien los modelos a parámetros concentrados pueden obtener beneficio del uso de un SIG, es en el caso de la modelística de tipo semidistribuido y distribuido (Capítulo 7) es donde el uso de los SIG propociona mayores beneficios. Los modelos de tipo distribuido, si son conceptuales o sobre base física, tratan efectivamente de simular los procesos hidrológicos con una mayor adherencia al fenómeno real. Para poder hacerlo necesitan, junto a algoritmos de cálculo más sofisticados, una gran cantidad de datos territoriales relativos a factores como la topografía, red hidrográfica, propiedades hidrológicas del suelo, cobertura vegetal y geolitología.
La interfaz entre SIG y modelo hidrológico constituye obviamente un punto crucial del sistema. Existen al menos tres niveles de integración SIG y modelos hidrológicos: intercambio de archivos de datos entre SIG y modelo; modelamiento interno al SIG; y desarrollo integrado en un DSS (Decision Support System).

El primer nivel, es el más inmediato y consiste en el simple intercambio de archivos (files), a través de interfases de conversión entre SIG y modelo. En el SIG se efectúan sobre todo operaciones de georeferenciación, análisis morfométrico y visualización de los resultados, mientras que la modelación de los procesos hidrológicos se efectúa completamente en el modelo hidrológico. Los ejemplos de este tipo son numerosos (Borga et al., 1998; Cazorzi et al., 1992; Charniat et al., 1993).
El segundo nivel consiste en efectuar la modelación de los procesos hidrológicos directamente en el SIG. Esto se lleva a cabo mediante las funciones de álgebra de mapas ("map álgebra"), consistentes en operaciones de superposición (overlay) lógico y matemático entre mapas que representan en formato raster las variables objeto de modelación.
Por último, los SIG se pueden integrar en modo aún más estrecho con los modelos hidrológicos, hasta constituir estructuras utilizables para la preparación de sistemas de apoyo de decisiones (Decision Support System," DSS).

ArcView y aplicaciones

ArcView es un Sistema de Información Geográfica (SIG) de escritorio completo y de fácil uso diseñado para explorar, analizar, visualizar y consultar datos geográficos. ArcView proporciona a los analistas, proyectistas, educadores, usuarios especializados y a la población general, una interfaz gráfica de fácil uso.
ArcView está disponible para computadoras basadas en MS-Windows, Macintosh, y UNÍS, opera en un modo personal o en un ambiente de red. ArcView puede comunicarse también con otras aplicaciones, tales como sistemas de posicionamiento global (GPS), o utilizar ARC/INFO como un servidor para desempeñar un análisis sofisticado.
"Avenue" es un ambiente de desarrollo y lenguaje de programación orientado a objetos que se utiliza en ArcView para extender sus capacidades básicas y personalizar aplicaciones específicas. Avenue se incluye con ArcView.
En cuanto a su potencialidad para la producción cartográfica el ArcView:

- Utiliza varias clasificaciones de datos (igual área, igual intervalo, roturas naturales ("natural breaks"), desviación estándar, normalización de datos y muchos más).
- Muestra los símbolos en formatos diferentes (densidad de puntos, tamaño y color graduado, cuadros, y color único).
- Visualiza los mapas en una de las muchas proyecciones soportadas.
- Genera esquemas que incluyen mapas, datos tabulares, cuadros, leyendas y otros gráficos.
- Importa y exporta formatos tales como TIFF, WMF, BMP, PICT, EPS, y JPEG.

Las extensiones incluidas con ArcView 8.x oArc-Gis 9x son:

- "Report Writer". Provee una conexión directa con "Crystal Reports" para una mayor capacidad en reportes y gráficas.
- "Geoprocessing". Utiliza un asistente para separar, combinar, cortar, intersectar y unir temas. "Graticule and Grid" se utiliza en esquemas para agregar redes definidas por el usuario a la vista.
- "Legend Tool", es un asistente para la configuración de leyendas en el entorno"CAD Reader" que provee apoyo directo para la lectura de un archivo tipo AutoCAD (DWG y DXF) y MicroStation (DGN)
- "VPF Viewer". Provee una lectura directa de datos tipo "Vector Product Format" (VPF) en 2D y 3D.
- "Image Reader". Soporta los formatos ADRG, CADRD, CIB, IMAGINE, JPEG (JFIF), MrSID, NITF, y TIFF 6.0.
- "Database access 1.1". Provee acceso al Motor Espacial de Base de Datos (SDE):

- “Dialog Designer” provee la capacidad para diseñar diálogos y formas personalizadas
- “Digitizer” (Sólo en Windows 9x/NT) provee soporte para la digitalización en ArcView.

Otras extensiones opcionales:

- “ArcView Network Analyst” agrega capacidad al análisis de rutas.
- “ArcView Spatial Analyst” permite un análisis especial y una avanzada manipulación de datos
- “ArcView 3D Spatial Analyst” provee las herramientas para crear, analizar y mostrar datos de superficies 3D.
- “ArcView Business Analyst” integra tareas verdaderas de negocio con un programa accesible de datos.
- “ArcView Internet Map Server” permite poner cartografía y aplicaciones SIG en su sitio web sin programar.
- “ArcPress for ArcView” genera mapas de calidad utilizando baja capacidad de memoria del plotter reduciendo el tiempo de ploteo.

Las aplicaciones en campo hidrogeológico se manejan con el módulo “Spatial Analyst” y con otras extensiones que se pueden descargar libremente de internet, como “ hydrologic modeling” y “Basin 1”.

Los modelos del HEC:-GeoHMS, HEC-GeoRAS - funcionan como módulos de ArcView, con las extensiones: “Spatial Analyst” y “3D Analyst”.

13.10 MODELOS

MODELO HEC-1

Su estructura general se expone en el CD. En este capítulo, se desarrolla la opción de evaluación de daños. HEC-1 supone que los daños son sólo función de la descarga pico (o del máximo nivel) sin considerar la duración de la inundación.

HEC-1 calcula el daño anual esperado, EAD (“Expected Annual Damage”), como el daño generado por la curva de frecuencia. El EAD es el daño anual promedio esperado en el tramo de un río en un período de tiempo.

Haciendo referencia a las curvas de la Figura 13.9, se ve que la técnica básica usada en el análisis del EAD es la generación de la curva de daños-frecuencia, combinando la curva de caudal – daño y de caudal – frecuencia. La curva de daño vs caudal evalúa un daño en unidades de moneda ($) que puede ocurrir en un área con un nivel de la inundación o con un caudal determinado (curvas a y b). La curva de caudal (cota) vs frecuencia relaciona un caudal (cota) con su frecuencia de ocurrencia (curva c). Combinando estas se obtiene la curva de daño ($) vs frecuencia (curva d), a partir de la cual se puede determinar EAD para el tramo de un río.

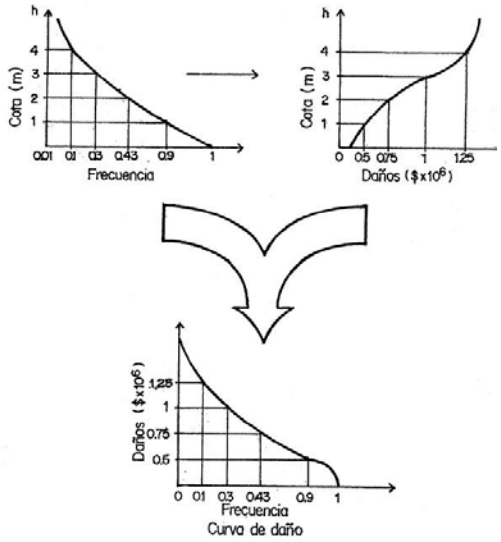
El EAD es por consiguiente, la medida del daño por inundación. Comparando el EAD en diferentes obras de corrección y/o control de daños, se obtienen la relación beneficio – costo de cada una de estas.

Ejemplo 13.1

Calcular el daño por inundación en el tramo de un río, con la secuencia de datos indicados en la Figura 13.13.

Solución:
Los pasos a seguir para obtener el EAD en el tramo de un río son los siguientes:

- Determinar una curva de cota/caudal, característica del tramo.
- Aplicar un modelo hidráulico de curvas de superficie libre (por ejemplo el HEC-RAS) y calcular daños correspondientes a cada cota de inundación.
- Aplicando métodos estadísticos (capítulo 4), definir la curva de frecuencia de caudales o la relación cota/caudal para obtener la relación cota frecuencia.
- Para cada cota, de la curva anterior se obtiene una frecuencia y un nivel de daño, como se indica en la Figura 13.14.



h m	fr	Daño S x 10^6	TR años
1	0.90	0.50	1.11
2	0.43	0.75	2.33
3	0.30	1.00	3.33
4	0.10	1.25	10.00

Figura 13.14. Cálculo de daño – frecuencia

Las columnas 1, 2 y 3 se obtienen de las curvas cota/frecuencia y cota/daño. Así para h=1, Frecuencias es 0.90 y daño 0.5 y con las columnas 2 y 3 se construye la curva daño/frecuencia. La columna 4 es la inversa de la columna 2

La curva de daño-frecuencia en sus extremos debe mostrar para un daño cero una frecuencia tendiente a uno, mientras que para un valor alto de daño una frecuencia baja (de excedencia cero). El programa no extrapola a daño cero. Consecuentemente, el caudal pico simulado para un equivalente a daño cero deberá ser muy bajo. Igualmente, una frecuencia de excedencia cero no se puede especificar directamente en el programa, pero este la extrapola. Esta extrapolación

no afecta severamente la exactitud de los resultados, si los caudales picos generados resultan en una frecuencia de excedencia relativamente pequeña. El daño esperado es el área bajo la curva daño/frecuencia de la figura 13.14.
El modelo HEC-1 tiene una secuencia de cálculos para análisis económicos de datos por inundaciones que incluye la generación de las curvas mencionadas y los análisis de EAD para diversos planes de control como embalses, derivaciones, protecciones laterales, etc.
Al calcular los costos de las obras o medidas de corrección se debe considerar también para cada situación, no sólo el costo de la obra, sino los gastos anuales de mantenimiento de la misma. Estos gastos pueden ser altos para algunas obras y no considerarlos alterarían los resultados. Un ejemplo completo de la aplicación del modelo HEC-1se ilustra en el CD.

MODELO HEC-FDA

El modelo HEC-FDA ("Flood Damage Reduction Análysis") en su versión 1.2.4 (November 2008) se baja por Internet en la página del HEC (www.hec.usace.army.mil) Es la versión actual para el cálculo de daños y beneficios que complementa al modelo HEC-HMS,.
El modelo HEC-FDA realiza las mismas operaciones descritas para el HEC-1 evaluando los daños en la situación actual, la relación costo – beneficios para obras y medidas de protección propuestas.

MODELO SINMAP

El SINMAP (Stability Index Mapping) es un modelo que funciona como una extensión de ArcView, o sea, se instala siempre que se tenga el ArcView (ESRI). Fue desarrollado por: Robert T. Pack, David G. Tarboton y Craig N. Goodwin, de la UTA State University (USA).
El modelo sirve para índices de estabilidad de áreas inclinadas, basado en información geográfica, principalmente en modelos digitales de elevación (Digital Elevation Model-DEM). Se debe instalar sobre ArcView 3.0 o superior con el modulo "Spatial Analyst". Versión 1.0 o superior.
Se aplica en áreas de deslizamientos superficiales controlados por acuíferos poco profundos. No se debe usar en ausencia de información de campo. Para maximizar se puede implementar este modelo conjuntamente con otros métodos de análisis de estabilidad de terrenos. Los datos básicos requeridos son: propiedades del suelo, y datos climáticos La ventaja es que trabaja con un rango de valores que representan la incertidumbre ocasionada por la alta variabilidad espacio – temporal de los datos.
Los índices de estabilidad obtenidos deben interpretarse en términos de peligro relativo. El modelo está basado en una estructura raster y no vectorial. Su exactitud está fuertemente influenciada por el detalle de los datos que se le ingresen provenientes de un modelo de elevación de terreno (DEM). De acuerdo con esto, resulta indispensable el uso de un modelo DEM de alta exactitud y un adecuado registro detallado de campo de deslizamientos en el área en estudio. De cumplir estos requisitos, el modelo se convierte en una herramienta útil para mapeos de reconocimiento (escala 1:20000) o mapeo en detalle (1:20000 a 1:5000). El software se obtiene gratuitamente por Internet . Para generar la red de base se puede usar Surfer y ArcInfo.

13.11 METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DE PLANES DE REDUCCIÓN DE DAÑOS POR INUNDACIONES

El objetivo de los estudios de factibilidad es la determinación de relaciones existentes y futuras de frecuencia-cotas y frecuencia-daños, conjuntamente con mapas de zonas inundables en relación con la frecuencia de ocurrencia de las inundaciones.
La metodología consta de los siguientes pasos:

a) Recolectar la siguiente información:

- Documentación de estudios previos realizados por organismos nacionales, provinciales o privados. (estudios hidrológicos, geológicos de suelos, de vegetación).
- Registros históricos de caudales y estudios de frecuencia si existen.
- Datos climáticos y registros de tormentas históricas. Estudios de frecuencia, tormentas de proyecto.
- Cartas y mapas: cartas geográficas, fotografías aéreas, imágenes satelitales, levantamientos topográficos locales realizados por oficinas municipales.

b) Identificar en los mapas: el curso principal, los tributarios y las estructuras existentes. Realizar una primera estimación de ubicación de secciones transversales importantes (puentes, contracciones y expansiones, etc).

c) Reconocimiento de campo:

- Realizar entrevistas a residentes, indagar en agencias locales, periódicos etc. para obtener información acerca de inundaciones históricas, datos de caudales, marcas de agua, frecuencia de inundaciones urbanas, destrucción de caminos y puentes, sobrepaso en puentes y caminos. La sistematización de esta información, se debe hacer de manera ordenada por campos de interés para generar una base de datos de futuras consultas y referencias.
- Definir la localización final de las secciones transversales y requerimientos de mapas de detalle.
- Estimar los valores de “n” de Manning para el uso de los modelos de curvas de superficie libre como el HEC-RAS ó el HEC- GeoRAS.
- Estimar , por evaluación visual, un primer tentativo de los valores de CN para los estudios de simulación de lluvia-caudal como HEC-1, HMS, Geo HMS.

Durante estas campañas resulta importante tomar fotos digitales de estructuras (puentes, derivaciones, diques, embalses (presas), vegetación, zonas inundables, asentamientos o cultivos en áreas inundables etc. Los modelos como el HEC-RAS (versión 3.0 o superior) permiten la inclusión de fotos, en puentes o puntos clave.

d) Modelación hidrológica que incluye :

- Mapas base a escala adecuada, dependiendo del tamaño de la cuenca.
- Determinación de subcuenca (unidades de respuesta hidrológica)
- Localización de estaciones hidrometeorológicas y puntos de control, para calibración.
- Preparación de tablas con datos básicos (Área, longitud del cauce principal, diferencia de elevación en los extremos del cauce principal, tiempo de concentración de la cuenca, valores de CN y de pérdida inicial).
- Ordenamiento de datos de caudales y de lluvias, registro en medio digital.
- Identificación de crecientes históricas y las tormentas que las generaron.
- Análisis y graficación de las crecientes históricas.
- Mapas de isoyetas de las tormentas seleccionadas.

- Selección o cálculo de la tormenta de proyecto ó la precipitación máxima probable (PMP)
- Características del río para aplicación de tránsito de crecientes.
- Datos de las presas (si existen) para tránsito de las crecientes (curvas cota/descarga – curva cota/volumen del embalse)
- Generación de hidrogramas. Simulación de lluvia-caudal para eventos históricos (HMS ; ARHYMO)
- Cálculo de curvas de frecuencia de caudales con sus respectivas cotas.

e) Estudios Hidráulicos. Son usados para determinar: Curvas de superficie libre (HEC-RAS o HEC- GeoRAS) para diferentes caudales de crecientes. Para esto, se requiere:

- Líneas de inundación para los diferentes caudales seleccionados. Zonas en riesgo y zonas vulnerables a las inundaciones. Estudios económicos de daños. Planes de disminución de daños. Estudios económicos de relaciones costo – beneficios para seleccionar el plan más conveniente.
- Comportamiento de puentes, embalses y otras estructuras para las crecientes seleccionadas.
- En puntos representativos del río, cálculo de curvas de cota/caudal.
- Calibración y ajuste de los parámetros de modelos de simulación hidrológica con los eventos históricos seleccionados. Si no existieran mediciones de caudales, se controla los resultados del modelo con las curvas cota/caudal determinadas por el modelo hidráulico. Ajustar los modelos hidrológicos para marcas de agua en ±0.30 metros.
- Adoptar los modelos calibrados y verificados para realizar análisis de frecuencia hipotéticos.

f) Análisis de frecuencia para las condiciones actuales, en los puntos críticos donde se hará evaluación de daños y en los cuales se han desarrollado curvas de aforo. Para estos puntos graficar curvas de frecuencia.

g) Con las tormentas de proyecto y los modelos hidrológicos calibrados determinar la frecuencia de caudales en puntos críticos. Si no existieran suficientes datos, trabajar con cuencas hidrológicamente homogéneas y análisis regionales (Capítulo 5). Determinar curvas de frecuencia con esta información.

h) Determinar las correspondientes curvas de frecuencia de cotas de superficie del agua.

i) Calcular las curvas cota/daño y cota/caudal en base a los resultados anteriores para la situación actual de ocupación territorial.

j) Realizar un análisis adicional en donde se esperan cambios significativos para las condiciones hidrológicas e hidráulicas estudiadas, por ejemplo, futuras urbanizaciones, desarrollos turísticos, asentamientos agrícolas o industriales que cambien el escenario de áreas en amenaza a áreas vulnerables.

   En base a esto reclasificar el uso del territorio en áreas naturales, agrícolas, residenciales, comerciales, industriales.

k) Prever los probables incrementos de escurrimientos identificando posibles zonas de drenaje o concentración de las aguas.

l) Identificar a nivel de prefactibilidad, medidas estructurales de protección:

   Embalses y lagunas de laminación (capítulo 9) evaluación previa de su altura, volumen a determinar, diseño de vertedero y estructuras pertinentes.

- Defensas, laterales, prediseño de terraplenes o muros, evaluar su efecto en las condiciones hidráulicas del curso de agua (“flood ways”) .
- Modificaciones en la geometría de canales, protección de pilas y estribos en puentes, cálculo de la erosión localizada usando modelos adecuados como el HEC-RAS.
- Posibles derivaciones con sus dimensiones y lugar de descarga.
- Plantas de bombeo, capacidad, diseño de lagunas colectoras o canales de drenaje.

m) Identificar medidas no estructurales de corrección en las cuencas y en áreas inundables o

zonas de uso restringido. Diseño de sistemas de alerta hidrológica y planes de evacuación (capítulo 14).

n) Con estos prediseños evaluar económicamente la reducción de los daños a fin de seleccionar, las mejores alternativas como se vio en la aplicación del modelo.

o) Informe final extendido con texto, tablas, figuras, planos y resumen ejecutivo para organismos de decisión y entidades de financiación (Banco Mundial, Banco de Desarrollo etc.).

En el CD se incluye un caso de daño esperado para el Río Adige en Italia

14

Sistemas Telemétricos de Monitoreo Hidrometeorológico

La reciente complejidad que ha adquirido, a nivel mundial, el manejo de los recursos hídricos ha producido un cambio profundo en el perfil y el contenido de la hidrología. (Fernández, 1987).
De una ciencia de carácter geográfico-descriptivo hasta las primeras décadas del siglo XX y fundamentalmente preocupada por estudiar y describir el ciclo hidrológico, se fue transformando en una rama de la ingeniería que brinda las bases para el diseño adecuado de las obras de aprovechamiento y control del agua.(Fernández, et.al. 1999)
Esta evolución durante los últimos 40 años se vio potenciada por el desarrollo y la generalización de las computadoras, las cuales permiten manejar importantes volúmenes de datos y a su vez utilizar técnicas matemáticas mucho más sofisticadas que las simples fórmulas empíricas de la era anterior a la de la computación digital.
La ingeniería hidrológica como ciencia de diseño y planificación constituye hoy conjuntamente con la ingeniería hidráulica, las ciencias agronómicas, forestales geológicas y ambientales los pilares fundamentales del aprovechamiento, control y conservación de los recursos hídricos.
Al progreso de la computación digital se ha agregado en los últimos años el avance espectacular de los sistemas de transmisión de datos a distancia. La hidrológía que ya venía desde la década del sesenta usando la transmisión de datos por vía telefónica se vio altamente favorecida por este desarrollo ya sea de los sistemas radiales de visión directa (VHF ó UHF), de los sistemas satelitales o de otras formas de transmisión de información como Internet . Tomó así cada vez mas cuerpo y mas seguridad la hidrológía como ciencia operativa para el manejo de los recursos hídricos en tiempo real. Durante los últimos años la disponibilidad de microelementos seguros y baratos y el desarrollo de los microprocesadores de bajo costo, de fácil mantenimiento y de gran capacidad y su incorporación tanto a las estaciones de medición de variables como a la de recepción y procesamiento de datos, hacen posible no solo técnicamente sino económicamente la implementación de sistemas hidrológicos en tiempo real.
Las características de estos modernos instrumentos, su bajo costo, bajo consumo de energía, alta confiabilidad, peso y dimensiones reducidas y tolerancia a una amplia gama de condiciones ambientales los hacen particularmente adecuados para su aplicación en hidrológía operativa.
Dichos instrumentos son capaces de operar en lugares remotos en forma ininterrumpida por largos periodos en sitios donde usualmente no existe línea de energía eléctrica.
Hasta tiempos recientes solo podía pensarse en colocar en esos sitios aparatos mecánicos generalmente con mecanismos de relojería o grabación digital in situ, pero ahora un número cada vez más creciente de organismos en los diversos países tienen planes concretos de implementar redes telemétricas y desarrollar sistemas operativos de hidrológía en tiempo real.

14.1 HIDROLÓGÍA CLÁSICA E HIDROLOGÍA OPERATIVA

La hidrológía clásica se divide en hidrológía física, paramétrica y estocástica.
La física incluye el estudio e investigación de los procesos que intervienen en el ciclo hidrológico (precipitación, evaporación, infiltración, intercepción, radiación solar, balance de energía en la tierra, circulación atmosférica, variabilidad climática).
La paramétrica es la hidrológía aplicada, en ella se incluyen relaciones, fórmulas y modelos matemáticos que con fines de diseño interpretan fenómenos básicos del ciclo hidrológico, como ser la relación entre precipitación y escorrentía, para apoyar estudios y proyectos de diseño de obras de control y manejo del recurso hídrico.
La estocástica incluye el estudio estadístico de las series de tiempo de datos hidrometeorológicos e hidrométricos y la generación de series de tiempo.
Una nueva rama de la hidrológía es la "Hidrología Operativa".
Esta rama de la hidrológía como su nombre lo indica, se refiere al uso de la ciencia hidrológica y la tecnología en la implementación y operación de sistemas de pronósticos y monitoreo de precipitaciones, vientos, evaporación, caudales, etc. en tiempo real, es decir es el relevamiento del fenómeno o proceso que se monitorea en un sitio cercano o distante y su conocimiento en el mismo momento en que el evento se mide, en una estación central.
Esta nueva rama de la hidrológía ha sido posible, fundamentalmente, a partir de la década del 70, gracias al extraordinario desarrollo y abaratamiento de los microprocesadores y al espectacular avance de los sistemas de comunicación.
Las aplicaciones de la hidrológía operativa son múltiples y aumentan permanentemente, trayendo como ventaja fundamental, el hecho de poder monitorear a distancia las variables hidrometeorológicas e hidrométricas y contar con centros de recepción estratégicamente localizados, que reciben los datos de sitios remotos, a veces difícilmente accesibles.
Entre algunas de las numerosas aplicaciones de esta técnica, se tienen:

- Redes automáticas de monitoreo hidrológico y agrícola
- Sistemas de alerta hidrológica para aviso temprano de crecientes e inundaciones
- Sistemas de alerta de nevadas
- Manejo de embalses
- Manejo de ríos navegables
- Monitoreo y control ambiental
- Monitoreo de incendios forestales

Los sistemas de hidrología operativa se dividen en:

- Sistemas en tiempos cortos
- Sistemas en tiempos largos

Es necesario establecer una distinción entre sistemas operativos en tiempos cortos o en tiempo real donde las decisiones se toman en el marco de horas o pocos días como el caso de sistemas de alerta de crecidas y los sistemas en tiempo largo, donde las decisiones se toman a nivel mensual o incluso anual, esta segunda condición entra mejor en el concepto de planificación más que en lo que se llama tiempo real y está más bien involucrado con relaciones económicas y sociales y uso competitivo del agua para diferentes fines. (Nemec, 1985). Aún dentro de lo que se llama tiempo real, las condiciones hidrológicas de la cuenca en relación con su tiempo de respuesta han obligado a una decisión más bien de tipo operativo en lo que se llama Verdadero Tiempo Real ("real real time") y tiempo cuasi real, esta división ha sido necesario hacerla cuando se ha querido realizar alertas de crecidas en ríos torrenciales, con tiempos de concentración que se miden en términos de minutos y donde adquiere importancia vital la rapidez de respuesta del sistema telemétrico en operación. Es más, los sistemas de alerta

para torrentes resultan de tan rápida respuesta que cada vez se trabaja más en la pre-alerta o determinación anticipada del agua precipitable en nube por medio de la interpretación de imágenes digitalizadas de radares meteorológicos o el análisis de las condiciones termodinámicas de la atmósfera.(QPF "Quantitative Precipitation Forecasting .Henz, 1997)
En todos los casos la existencia de una red terrestre telemétrica y sincronizada resulta básica para poder calibrar ambos métodos.
En general estos conceptos se pueden resumir en la siguiente forma:

Sistemas Operativos en Tiempos Cortos

Generalmente relacionada con un solo objetivo.
Es la verdadera Operación en Tiempo Real donde las decisiones se hacen en base a esquemas de 1 hora o menos y a lo sumo diario, se incluye en ella:

- Recolección y procesamiento continua de datos de lluvia, caudales, temperatura, humedad y otras variables hidrometeorológicas.
- Transmisión instantánea de esos datos a una central de procesamiento.
- Procesamiento de los datos en forma adecuada y confiable para su uso inmediato.
- Utilización de los datos obtenidos en modelos matemáticos adecuados con fines de pronóstico en término de minutos u horas.
- Uso de los pronósticos para tomar decisiones sobre: descargas de embalses, manejo de compuertas y canales, sistemas de alerta hidrológica.

Sistemas Operativos en Tiempos Largos

Generalmente relacionada a varios objetivos:

Se refiere a la operación de sistemas hídricos en término de días, semanas o meses y en ellos están involucrados objetivos y decisiones referentes a: normas de manejo de embalses; curvas anuales de distribución de agua para riego, energía o agua potable, fundamentalmente ligada a términos económicos, sociales y de usos competitivos del agua.

- No son, necesariamente, sistemas en tiempo real.
- Incluye la recolección adecuada de datos, no necesariamente por medios telemétricos.
- Hace uso de los métodos de la hidrológía estocástica y de los llamados Métodos de Optimización para formular modelos y normas de manejo.
- Simula el comportamiento del sistema para condiciones históricas o generadas.

Integración de sistemas Operativos de Tiempo corto y de Tiempo largo

- El análisis realizado en tiempo largo, incluye todo el sistema y todos sus usos y constituye un concepto integral del río y su utilización.
- El manejo horario, diario o semanal del río se hace por el sistema en tiempo corto. El ayuda a tomar decisiones en función de la realidad presente y en la cual las normas o reglas de manejo del sistema anterior constituirán restricciones que se deberán tener en cuenta o factores que ayudarán a tomar decisiones.

En este sentido las reglas de manejo de un embalse ("Operation Rules") serán determinadas por el análisis de tiempo largo y el manejo adecuado de la franja de crecientes o la generación de energía (para incluso hacer un uso óptimo de la misma) será realizada por el sistema de tiempo corto.
Otro ejemplo puede ser el llenado de una presa de control de crecientes de ríos torrenciales con los escurrimientos de una época de lluvias y la posterior utilización de esas aguas como riego

complementario de una zona que se abastece por perforaciones o por agua proveniente de un río no torrencial de régimen permanente.

Diversos tipos de pronósticos hidrológicos en tiempo real

Se entiende por “pronósticos” hidrológicos a la estimación previa, de condiciones futuras realizada en tiempo real que no debe ser confundida con el término “predicción” que se refiere al conjunto de datos con fines de diseño hidrològico realizado en tiempo diferido.
Esta es una diferenciación de tipo semántico pues en el lenguaje corriente estos términos tienen significados similares.
Dentro de los tipos más frecuentes de pronósticos hidrológicos en tiempo real se pueden establecer que los mismos se clasifican en base a tres características que son interdependientes:

- La variable a pronosticar
- El objetivo del pronóstico
- El tiempo de respuesta, o llamado también periodo de pronóstico

Estos tipos de pronósticos se pueden sintetizar así:

Variable a pronosticar

- Nivel del agua (ríos, lagos, embalses)
- Cantidad de agua (caudales, volúmenes) y calidad.
- Formación de hielo y rotura de hielos

Objetivo del pronóstico

- Pronóstico de crecientes (incluyendo aluviones, inundaciones urbanas, rotura de presas y ondas producidas por tormentas en estaciones y zonas costeras por efecto combinado del río y de mareas.
- Pronósticos de disponibilidad de agua para diferentes periodos (diario, semanal, estacional, anual) incluyendo pronósticos de oferta de energía eléctrica y de agua para riego, industria, uso municipal.
- Pronósticos para navegación (Nivel del río).
- Con fines agrícolas en relación con la disponibilidad para programas de riego, de siembras, cosechas, u otros propósitos.
- Pronósticos de caudales magros (sequías) y control de la contaminación.

Periodo del pronóstico

- Tiempo corto: Pronóstico de valores de una variable hidrológica por un periodo desde algunos minutos hasta 2 días desde el momento en que se hace el pronóstico.
- Tiempo medio: Pronósticos para un periodo de 2 a 10 días desde el momento en que se hace el pronóstico.
- Tiempo largo: Pronósticos que se extienden delante de 10 días desde el momento en que se hace el pronóstico.
- Estacionales: Pronóstico de probables situaciones futuras, para una estación (pronósticos nivológicos)
- Alerta: Situaciones de emergencia de la producción de un evento que se puede considerar peligroso.
- Los datos necesarios para desarrollar un sistema de pronósticos en tiempo real se pueden dividir en dos grandes grupos:
- Datos históricos que se necesitan para desarrollar los métodos de pronóstico (tipo, extensión y duración de las precipitaciones, selección de sistemas de transmisión de datos, diseño y desarrollo de la red, selección, calibración y verificación de modelos.
- Los datos en tiempo real para operar el sistema.

14.2 MONITOREO HIDROMETEOROLÓGICO

Un sistema de telecomunicaciones hidrológicas tiene la aptitud de proporcionar datos de gran importancia para los responsables de tomar decisiones respecto a la explotación y control de los recursos hídricos. La información sobre los recursos hìdricos y las demandas aparecen en forma de un conjunto de parámetros mensurables aptos para ser procesados, de acuerdo con modelos hidrológicos adaptados para cada zona, procesos ulteriores permiten, predecir situaciones de riesgo (crecientes, niveles de inundación, comportamiento de obras o de disponibilidad del recurso, disponibilidad de generación), dando elementos fundamentales en la toma de decisiones (Fernández et. al. 1999).

Sistemas de computación en tiempo real

Es un sistema que recibe la información, en el mismo momento en que ella se produce (el evento en hidrología) y mediante el procesamiento de la misma toma decisiones acorde con los datos recibidos y de acuerdo con criterios preestablecidos.

Generalmente existen, en estos sistemas, los siguientes módulos:

- **Módulo 1:** Genera la información (en el lugar donde se produce).
- **Módulo 2:** Trasmite la información.
- **Módulo 3:** Recibe la información.
- **Módulo 4:** Procesa la información.
- **Módulo 5:** Genera la acción en forma inmediata (automática o manual)

En el caso de la hidrología en tiempo real estos módulos son:

Módulo 1 Está compuesto por sensores :lluvia, nieve, temperatura, nivel de un río etc.
Estaciones remotas: Plataforma Colectora de datos, Unidad de inteligencia.
Módulo 2 Sistemas y ruta de transmisión Ejemplo Radial – VHF – UHF Satelital etc.
Módulo 3 Receptor, Decodificador (Transformación Analógica-Digital)
Módulo 4 Hardware Software de procesamiento y presentación
Módulo 5 Soft de Modelación – Soft de Gestión.

Sistemas y Ruta de Transmisión.

Los diferentes sistemas presentas las siguientes ventajas e inconvenientes

Satelital

- No hay limitaciones de distancia.
- No hay limitaciones de topografia.
- Electrónica más compleja y costo más elevado que los sistemas de transmisión terrestre.
- Costo en la comunicación (del satélite y telefónica).

Lluvia meteórica (Sistema Meteor)

- La limitación de distancia es de 2000 km.
- No hay limitaciones topográficas (dentro de ese rango de distancia).
- No hay dependencia de las comunicaciones (sin costo).
- Su costo es mas elevado que los terrestres.
- Electrónica compleja. Mantenimiento delicado.

Radial (Transmisión Terrestre)

- Hay limitaciones de distancia (60-80 km en llanura).
- Las condiciones topográficas pueden ser factor limitante o favorable.

- Se necesitan repetidoras o combinación con otros sistemas o estaciones remotas que actúen a su vez como repetidoras.
- Su costo es bajo.
- Electrónica simple – mantenimiento sencillo.
- Independencia de las comunicaciones.
- Bajo costo de operación y mantenimiento (Figura 14.1).

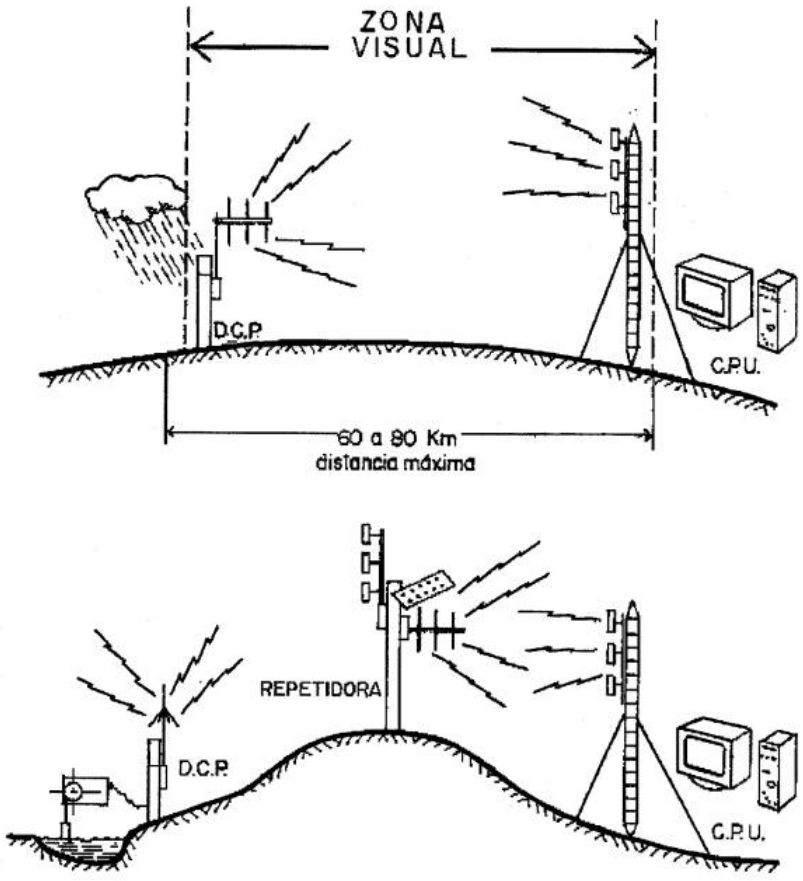


Figura 14.1 Esquema de enlace radial (telemetría terrestre).

Modos de operación

Hay diferentes formas de operación:

- A intervalos regulares de tiempo
- Por evento
- Por interrogación

El sistema de interrogación es técnicamente el más sofisticado tiene comunicación en ambos sentidos.
La estación remota consume mayor cantidad de energía. Esta situación trae aparejado el problema de que las estaciones remotas deben tener algún tipo de cargador para las baterías (cargador solar ó eólico ó línea de alimentación de la red de energía eléctrica). La interrogación en los sistemas actuales es automática y es manejada por software.
El sistema de transmisión a intervalos regulares de tiempo es el menos adecuado ya que requiere la preselección del intervalo de transmisión, el cual es manejado por el reloj de la estación remota y en el caso de intervalos pequeños (5 minutos) debe haber una total sincronización de los relojes. Además un determinado intervalo puede ser insuficiente en eventos extremos (lluvias intensas, crecientes) y exagerado en eventos normales. Ej.: 30 minutos a 1 hora es muy grande en lluvias intensas donde la intensidad debe medirse en tiempos cortos (5 minutos) y es muy pequeño en lluvias de larga duración o cuando no llueve. Existen sistemas de este tipo donde se puede cambiar el intervalo de tiempo desde la estación central.
En el sistema por evento (Burnash, 1980). no se define el intervalo de transmisión, sino que se define la magnitud del delta-evento que activa la transmisión (1mm en lluvia, 5 cm en nivel de río por ejemplo).
Este sistema tiene las siguientes ventajas:

- Se autorregula en función de la intensidad del evento.
- Cuando no hay variaciones envía sólo 1-2-4 ó 6 transmisiones por día (eso se programa).
- Es el de menor costo y de tecnologia más simple y ademas de bajo consumo de energía.
- Es el de menor costo operativo.
- El reloj que registra la información es el de la estación central, y por lo tanto no es necesario sincronizar los relojes de las estaciones remotas.

Inconvenientes:

- Interferencia de señales si transmiten 2 o mas estaciones en el mismo instante (es un problema menor porque eso no es frecuente)

Los sistemas de autotransmisión pueden definirse también por lo que se llama delta-fenómeno (umbral) y delta fenómeno (diferencial)
El primero es en función de la superación de un umbral prefijado (nivel de un embalse por ejemplo) y diferencial, por ejemplo, cuando el río sube más de 10 cm en 1 hora. Estos se usan en forma combinada para establecer niveles de alerta y en los de tipo evento se hace por software y no desde la estación remota. Los sistemas tipo evento se pueden también programar para que envíen a intervalos regulares de tiempo (caso temperatura)
Actualmente, las estaciones remotas, sin costos mucho mayores, permiten seleccionar uno u otro sistema tanto en su sistema de transmisión (terrestre o satelital) como en su modo de transmisión (evento, interrogación, intervalos regulares)

Transmisión vía satélite (Satelites Meteorológicos- Ej. GOES- Meteosat ó Comerciales)

El satélite en la recolección de datos actúa como una estación repetidora de las transmisiones efectuadas por estaciones terrestres (DCP – Data Collection Platform) que reciben los datos de sensores semejantes a los de las estaciones VHF (Figura 14.2)

Los sistemas más difundidos para esta función son aquellos que emplean satélites geostacionarios, aunque también se emplean los de órbita polar. Todos constan de tres elementos:

1. Las plataformas (DCP).
2. El satélite.
3. La estación central.

Las plataformas, denominadas estaciones remotas son unidades computarizadas que se encuentran en los sitios de recolección de datos. Se componen de varios Módulos.

Módulo Maestro de Control

Es la unidad inteligente compuesta por un microprocesador de las series de 8, 16 o 32 bits . Esta unidad se programa mediante una minicomputadora portátil. El lenguaje se denomina SCADA-Soft, es una versión de lenguaje Forth SCADA (“Supervisory Control and Data Adquisition”). También se usan lenguajes standares de programación.

.

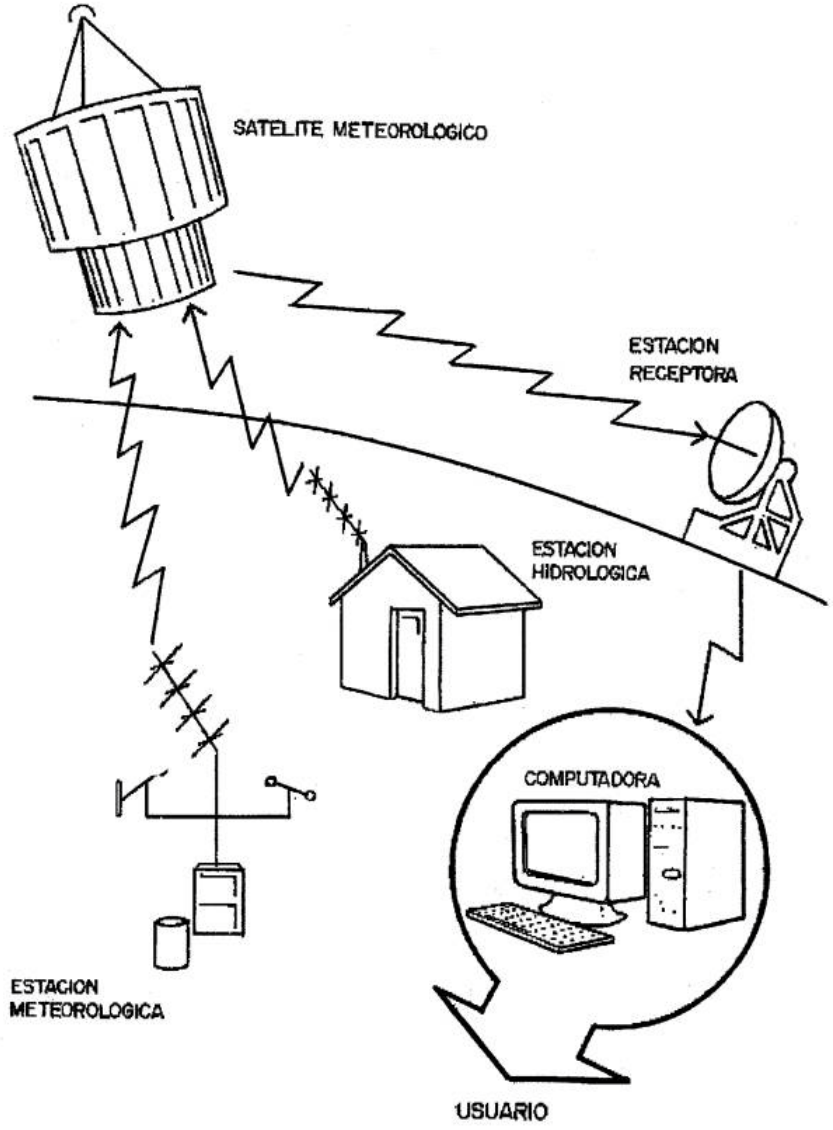


Figura 14.2 Esquema de enlace con satélite

La programación permite definir los intervalos de tiempos en que se hace el barrido de los sensores. Por programa se determina el intervalo de barrido, los sensores que se interrogan y las ecuaciones para la interpretación de los valores trasmitidos. También se programa la hora de la transmisión y el modo. Hay 3 modos de transmisión.

- Auto trasmisión
- Trasmisión al azar
- Modo dual

El primero es la transmisión a intervalos regulares de tiempo en las ventanas asignadas por la administración del satélite y en la frecuencia asignada (canal)

Ejemplo: barrido de sensores cada ½ hora y transmisión de los datos registrados cada 4 horas.
En general en el satélite GOES, por ejemplo, cada país tiene un canal o dos asignados y en ellos se define un horario de generalmente 1 minuto por estación, así si un organismo tiene 5 estaciones tendrá 5 minutos.

El segundo es el canal de alerta (es otro canal) y funciona según se lo programa, en dos formas distintas –Normal-umbral (cuando se supera un determinado valor) –Normal diferencial (cuando la diferencia entre dos lecturas sucesivas supera cierto valor).

El tercero es la unidad que opera en ambos modos.

Debe quedar claro que:

Intervalo de barrido e intervalo de trasmisión son independientes.

La plataforma remota (DCP) puede manejar datos analógicos o digitales, el número depende del diseño, pero es normal tener, como mínimo:

- 8 canales analógicos
- 8 canales digitales
- 1 up (precipitación acumulada)
- up/down (nivel de río)

La plataforma transmite al satélite en la banda de 400 Mhz (UHF) y el satélite a la estación terrena en la banda de 170 Mhz (VHF).

En los desarrollos más recientes una misma DCP ó RTU ("Remote Station Unit") puede trasmitir en VHF terrestre o en satelital. En el caso de la transmisión terrestre pueden operar como estación remota de recepción de datos y como repetidora.

Sistema satelital " ORBCOMM

Es un sistema comercial de comunicaciones bidireccionales, móviles que permite la transmisión de paquetes de datos entre dos puntos cualquiera del globo terráqueo. Es un sistema satelital, global de comunicaciones digitales basado en microsatélites de orbita baja que están ubicadas entre las alturas de 830 y 970 km y operan en VHF en el rango de frecuencias entre 137 y 150 MHz

Los datos de las estaciones remotas llegan al usuario por diferentes formas, una es internet, a través de servidores terrestres. Actualmente hay estaciones terrestres en Brasil (Río de Janeiro), USA (4), Italia, Marruecos, Malasia, Argentina (San Luis) Venezuela, Japón y Corea. La constelación ORBCOMM esta programada para 42 satélites (actualmente son 28) de orbita baja manejados por un centro de control (Gateway) donde se encuentra el software de administración.

Lluvia meteórica (Sistema "meteor")

La región superior de la atmósfera en nuestro planeta está sujeta a un continuo bombardeo meteórico que genera rastros ionizados, los cuales tienen la capacidad de reflejar ondas electromagnéticas de cierta longitud y frecuencia. Este fenómeno es utilizado como enlace para medios de comunicación difundidos en las más variadas aplicaciones. En hidrológía se usa muy frecuentemente en territorios extensos para mediciones nivológicas (Canadá-Alaska – Argentina) Sistema "Snowtel".

A una altura entre 80 y 120 km sobre la superficie, la atmósfera es permanentemente bombardeada por un promedio estimado de 10^{10} meteoritos. El tamaño de estas partículas oscila entre 40 micrones y 4cm de diámetro. La reflexión de la onda radial (40-50 MHz-VHF) se refleja y puede ser captada por la estación central. La máxima distancia en que es efectivo el sistema es 2000 km. No resulta adecuado para distancias menores de 60-100 km.

La colisión entre las moléculas de la atmósfera y los meteoritos provoca la liberación de moléculas del cuerpo de las partículas meteóricas y aumenta su temperatura. El calor vaporiza los átomos de su superficie. Las moléculas del aire se ionizan y atrapan electrones de los átomos, formándose tras el meteorito una traza con muestra de iones cargados (+) y electrones libres. La "huella meteórica" tiene la forma de un largo y delgado paraboloide con la partícula meteórica al frente. El esteroide frontal suele tener 1m y la huella unos 25km.

Estas “huellas meteóricas” desaparecen rápidamente en pocos segundos a pesar de lo cual y por la gran cantidad que se generan, permiten un promedio de comunicaciones de 10 kbits/seg de transferencia de datos. La señal de radio exita los electrones libres, cada uno de los cuales actúa como un pequeño dipolo re-radiando la señal. Los ángulos de incidencia y reflexión son iguales.

Una red “Meteor” consta de una estación central y una determinada cantidad de estaciones remotas. También pueden haber varias estaciones centrales.

La estación central recibe los datos y los procesa mediante software adecuado. Los datos son almacenados y/o retransmitidos a otros sitios, generalmente por vía telefónica (Modem) o microondas.

Operación

En el lugar remoto, la estación recoge regularmente los datos de sus sensores (barrido) y los almacena en su memoria.

Tanto la estación remota como la central operan de modo dúplex alternativo (transmisión y recepción alternados) y a la misma frecuencia y a intervalos especificados por el usuario. Cuando la estación central se activa (por software) transmite una señal de prueba y cuando encuentra una huella meteórica apta, la señal es trasmitida con el código de la estación. La estación que tiene ese código, recibe y acepta la señal de interrogación. En la estación remota el receptor está siempre activado. La remota conmuta a transmisión y envía el mensaje con los datos almacenados utilizando la misma traza. La duración normal de un mensaje es de 25 a 35 milisegundos (ms) a 9600 bps.

El paso a cada estación se realiza mediante el uso de diferentes trazas aparecidas en diferentes momentos, por consecuencia dos estaciones no responderán simultáneamente. Con independencia de este sistema automático y rutinario, el usuario puede interrogar y pedir la información de cualquier remota en cualquier momento.

Rendimiento

Si durante el proceso de transmisión la huella se debilita la modulación se interrumpe y el enlace se restablece segundos después sobre otra huella, la estación central continua interrogando, mientras no reciba de la remota la respuesta. El sistema de comunicación es dúplex y la potencia de transmisión es alta 300 a 1000 watts en relación con 4 a 15w de los terrestres y satelitales. El sistema no sirve para verdadero tiempo real porque tiene periodos de espera que pueden llegar a ser hasta 15 y más minutos.

Este tiempo de espera es variable según sea la hora del día y la época del año, debido a que no siempre es igual la densidad de la capa de meteoritos.

Variación diurna: En horas del amanecer y primeras horas del día los meteoritos “captados” por la tierra son más por efecto del movimiento de la tierra alrededor del sol, se produce un efecto semejante al del movimiento de un vehículo que “capta” en su parabrisas los insectos del camino (Figura 14.3 a).

Variación estacional**:** Durante el verano (junio a setiembre en el norte) (en invierno en el sur), el hemisferio norte está inclinado hacia el lado del movimiento de la tierra y por lo tanto recibe más meteoritos que el sud a la inversa en invierno.

Esto trae como consecuencia una variación estacional que a 45º de latitud es 4 a 1.(Figura 14.3 b).

El promedio de duración de la “huella meteórica” es 300 ms lo cual es asuficiente ya que como se dijo la duración de un mensaje es 25 a 35 ms.

El tiempo de espera en minutos puede variar desde algunos segundos hasta 15 ó más minutos.

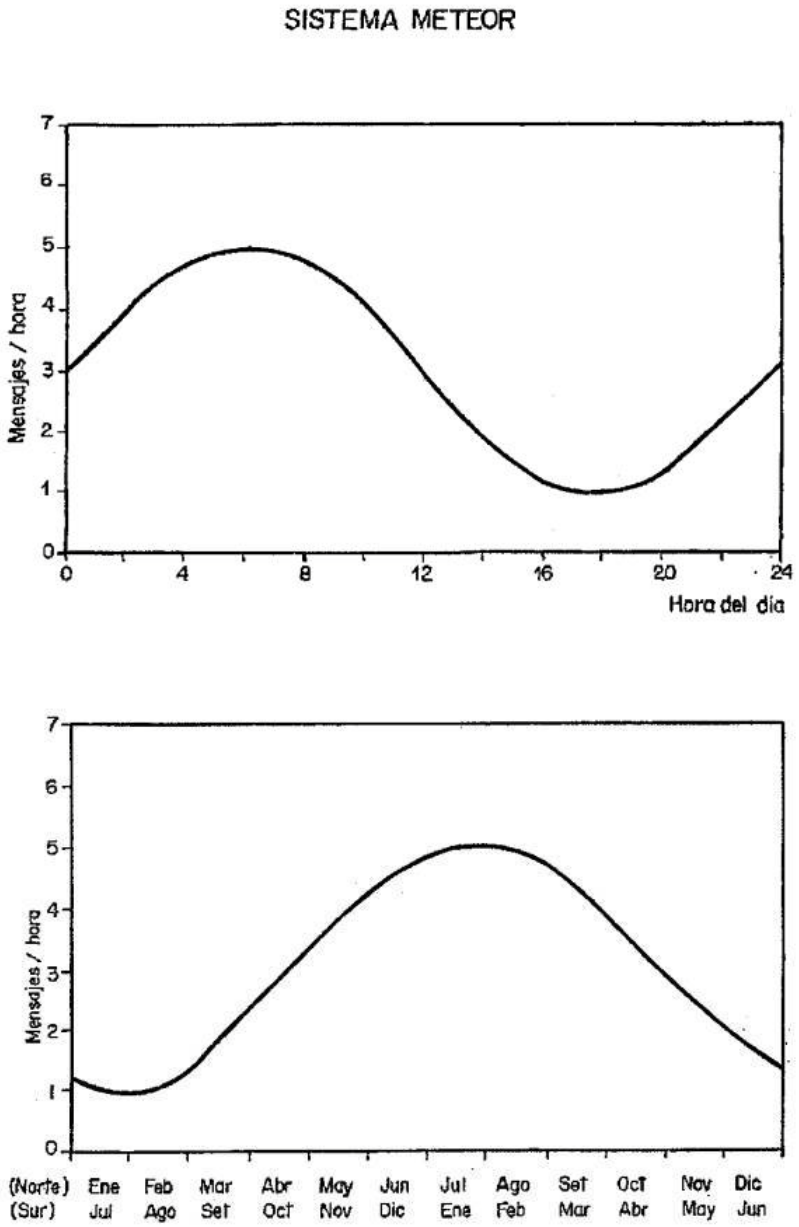


Figura 14.3 Variación de mensajes positivos: (a) diurna y (b) estaciona

Tabla 14.1 Rangos de Transmisión de cada sistema

Tipo	**Frecuencia MHz-Long m**	**Sistema**
Blu (HF)	3 100 30 10	No se usa para trasmitir datos
VHF	20 – 120 150 – 180 137- 150 Mhz 1	Lluvia meteórica Teletransmisión terrestre Sistema ORBCOMM
UHF	400 1700 3000 0.1	Transmisión plataforma al satélite GOES Transmisión del satélite a la estación de recepción terrestre.

Sistemas combinados

Es muy frecuente en sistemas que cubren áreas extensas combinar: 1) redes terrestres con satelitales o con meteor; 2) redes terrestres unidas por microonda. Los sistemas terrestres sobre todo los que funcionan con modo evento, son adecuados para verdadero tiempo real y se usan localmente o retransmiten a otra central por otro sistema.

Los avances tecnológicos más recientes en relación con las estaciones remotas permiten, a costos accesibles, tener unidades que pueden trasmitir indistintamente vía satélite o radial (VHF ó UHF) e incluso engancharse a telefonía celular y usar modo evento, interrogación o a intervalos regulares de tiempo.

Pueden también, las unidades remotas operar como repetidoras. Esto resulta útil en sistemas donde las estaciones no están entre sí muy alejadas y con posibilidad de enlace, como por ejemplo un sistema de estaciones para medir niveles y/o caudales en una red de riego.

La forma más simple es la combinación de estaciones remotas de transmisión terrestre y transmisión vía satélite, según sea la ubicación y las dificultades de enlace. Estas estaciones envían directamente su información a la estación central que recibe por medios diferentes pero que luego unifica en un mismo banco de datos. Las estaciones de transmisión terrestre, reciben por receptor común de VHF y mediante un decodificador analógico/digital transforman la señal de radio en señal binaria que con un protocolo adecuado entra al banco de datos. Las estaciones satelitales envían las señales como se dijo a la estación terrena usando el satélite como repetidora y desde la terrena la información se recibe en la central por modem telefónico.

Posibilidades que se obtienen con redes telemétricas

- Instalación de estaciones en lugares remotos donde no hay observadores
- Datos recibidos en tiempo real
- Obtener redes sincronizadas
- Bajos costos de operación
- Recibir, procesar y analizar la información en forma eficiente y rápida, formando bancos de datos digitales.
- Establecer y operar sistemas de alerta hidrológico y manejo de recursos hídricos.
- Potenciar las posibilidades de realizar mejores estudios hidrológicos y meteorológicos.

14.3 SISTEMAS DE ALERTA TEMPRANA

Una de las aplicaciones más trascendentes de la hidrológía operativa y los sistemas hidrometeorológicos en tiempo real es la que se refiere a **“**Sistemas de alerta hidrológica para aviso temprano de crecientes e inundaciones”

Constituye una de las áreas de la hidrológía de mayor expansión con la incorporación permanente de nuevas tecnologías de hardware, software y comunicaciones.

El objetivo es obtener en una estación central, los datos en tiempo real de variables hidrometeorológicas (lluvias, nieve, caudales, temperatura) provenientes de estaciones remotas (incluso de sitios inaccesibles en determinadas épocas del año)

Estos datos son controlados, depurados y procesados “en línea” y con ellos alimentar modelos matemáticos que pronostican valores de caudales a esperar. Hay diversas formas de monitorear las estaciones remotas.

El objetivo de estos pronósticos es para alertar a poblaciones, para ordenar cierres temporarios y desvíos de rutas, para ayudar a manejar embalses, para reordenar el tránsito de grandes ciudades o aislar áreas críticas, para evacuar lugares de asentamientos turísticos y de recreación, para el manejo de ríos navegables entre otros.
Hoy, con la disminución de costos, facilidad de instalación y operación de estos sistemas, se han constituido en una de las inversiones de mayores beneficios en relación a su costo.
Relaciones de beneficio/costo de 10, 20 e incluso 50 a uno son fácilmente alcanzables.
El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de USA (U. S. Army Corps of Engineers) reporta como un ejemplo emblemático, que en la ciudad de Fort Wayne, Indiana, el sistema para esa ciudad costó u$s 80.000 y durante una creciente de 1985, se estimó que la prevención disminuyó daños en más de 2 millones, es decir un beneficio fue 25 veces su costo en un solo evento.
Los beneficios directos de prevención de daños materiales y/o salvaguarda de vidas son fácilmente demostrables, pero también los indirectos que hacen a la calidad de vida en ciudades donde se pueden evitar o al menos minimizar los inconvenientes de inundación de calles y rutas con oportunos avisos de cortes de rutas y calles y/o desvíos.
Resulta oportuno en este marco de beneficios recalcar algo que es fundamental. Un buen sistema de alerta temprana, no depende tanto del uso de tecnología sofisticada, como de la implementación de sistemas sencillos y confiables y sobre todo de un aceitado y bien coordinado sistema de diseminación de la información (Fernández et al, 1999) y eficientes sistemas de implementación de las ayudas ó avisos.

Diversos Sistemas y su estructura

Los sistemas de alerta temprana tienen ciertas variaciones en su diseño y estructura según sean sus fines, algunos de los más comunes son:

- Tipo 1): Alerta temprana de grandes ríos para aviso de inundaciones y/o navegación.
- Tipo 2): Alerta temprana para manejo de embalses y/o generación hidroeléctrica.
- Tipo 3): Alerta temprana para crecientes torrenciales (“flash floods”).
- Tipo 4): Alerta temprana para áreas urbanas.
- Tipo 5): Monitoreo de cuencas nivales para pronósticos de volúmenes a esperar en la próxima temporada de primavera-verano.

Tipo 6): Monitoreo de fenómenos geológicos como lenguas glaciarias, deslizamientos etc

Tipo 1): Tratándose en general de cuencas de grandes dimensiones y ríos extensos, lo que es básico es que se dispone de tiempos largos para el pronóstico (días ó semanas). En estos casos se pueden usar con comodidad sistemas satelitales para las remotas e ir realizando pronósticos del avance de la creciente con estaciones de nivel y modelos de avance de ondas (Ej. Sistema del Paraná. (Argentina), Sistemas del Arno y del Po en Italia, Sistema del Pantanal de Mato Grosso en Brasil.)

Tipo 2**):** En este caso la cuenca puede ser grande o pequeña, pero lo básico es que, respondiendo la red al criterio general, se debe poner énfasis en el pronóstico de volúmenes , en los modelos de avance de crecientes en el embalse y a las normas de manejo de la o las presas.

Tipos 3) y 4): El parámetro que define su diseño es el breve tiempo de respuesta (cortos tiempos de concentración) de la cuenca (rural o urbana)

El diseño en general se puede asimilar a los de la Figura 14.4. En estos sistemas, hay dos elementos básicos:

a**)** Debe existir un adecuado sistema de prealerta que permita el seguimiento de la tormenta (radar ó aviso temprano de la creciente cuando hay distancia suficiente entre la cuenca y la zona en peligro)

b) El sistema de divulgación de la alerta, la toma de decisiones y la ayuda debe estar extremadamente coordinado y con absoluta rapidez en la respuesta.

Tipo 5): Acá resulta fundamental concentrar el esfuerzo en el tipo de sensor que sea confiable ante situaciones rigurosas. Para la trasmisión se pueden usar sistemas "cuasi reales" como satélites con modo normal o de "meteor".

Resulta importante el modelo de pronóstico de volúmenes.

Tipo 6): Son sistemas generalmente no permanente que se montan toda vez que se detectan condiciones para la activación de un fenómeno de este tipo.

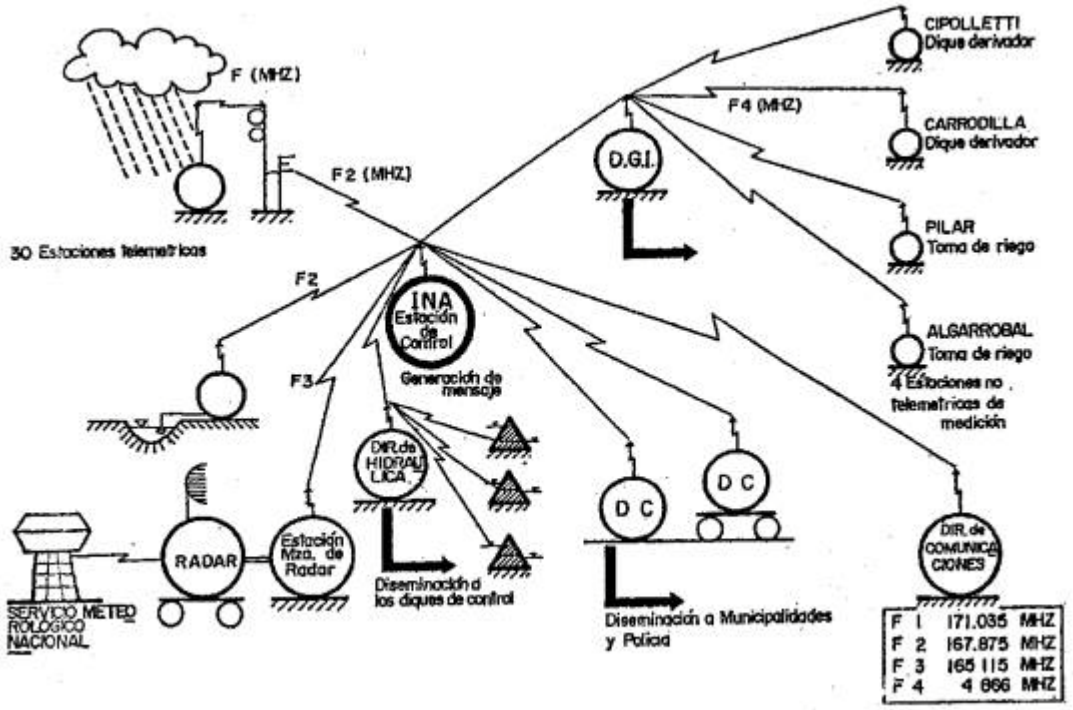


Figura 14.4 Sistema de Alerta Temprana de Mendoza (Argentina)

D.G.I Departamento General de Irrigación de Mendoza
DC Dirección de Defensa Civil de Mendoza

<u>Consideraciones adicionales de diseño y manejo</u>

En términos generales y con variaciones propias de cada caso un sistema de alerta temprana de tipo de la Figura 14.4 integra los siguientes elementos:

1. Pronóstico meteorológico de situaciones de alerta (Aviso cuando se dan las condiciones para fuertes lluvias) – (a coordinar con los Servicios Meteorológicos de la región) y monitoreo de condiciones atmosféricas propicias para la ocurrencia de lluvias torrenciales o largos períodos de lluvia sobre una región o cuenca.
2. Radar meteorológico digitalizado de 5 ó 10 centímetros de longitud de onda y de ser posible con efecto Doppler (muy aconsejable).

3. Red de estaciones terrestres de lluvia y de caudales que trasmitan en tiempo "verdaderamente real", es decir a modo evento, por sistema radial VHF ó UHF a una estación central.
4. Central operativa de recepción de la información y diseminación de las alertas. Esta central, equipada convenientemente debe contar con personal permanente y funcionar las 24 horas, en épocas críticas y no tener interferencias de tipo burocrático al igual que todo el sistema de alerta.
5. Una coordinación segura y precisa con los responsables de tomar acciones, operadores del embalse, Defensa Civil, Vialidad, Policía, Bomberos, Radios y TV.
6. Un problema cultural y de enseñanza en la población afectada.

En el marco de lo expresado se debe destacar que un sistema de aviso temprano de crecientes es un sistema integrado, de los módulos indicados, cada uno de los cuales es complejo y que cualquier deficiencia en uno de ellos afectara la perfomance del conjunto. Es decir es un sistema de actividad multisectorial, que requiere inputs y expertos de numerosos organismos, estos inputs se deben manejar en forma conjunta y efectiva para que el sistema funcione y sea exitoso.

El Sistema funciona con las siguientes etapas**:**

E1. DETECCIÓN**:** Esto involucra la recepción y evaluación de datos meteorológicos sobre condiciones atmosféricas que son positivas (o no) para la formación de tormentas.

Para la red telemétrica son los datos de alturas (caudales) en los ríos y lluvias en las cuencas.

Si hay radar se reciben datos de celdas o clusters (racimos) convectivos.

- Posición y desplazamiento
- Área que abarca
- Altura del tope (barrido RHI del radar . Cortes verticales)
- dBZ o reflectividad del radar (si hay este dato)
- Estimación de lluvia (débil, moderado, fuerte) o milímetros a esperar con las imágenes PPI (cortes horizontales) de radares digitalizados y calibrados con redes terrestres

E2. PRONOSTICO**:** En base a las condiciones que genera la red (y/o radar se va realizando un seguimiento y con las tablas de inundación y/o las normas del embalse o modelo en línea y se emite el pronóstico y la generación o no de alertas. El pronóstico cuantitativo de la precipitación convectiva (QCP2 "Quantitative Convective Precipitation Potencial" o QPF ("Quantitative Precipitation Forecasting "), resulta interesante para los casos en que el tiempo disponible para el aviso sea muy corto. En el CD se amplia este tema. La Figura 14.5 indica claramente que el sistema de alerta temprana pierde efectividad cuando el tiempo de aviso ("lead time") es muy corto (Curtis, 1994,1995, Henz, 1997).

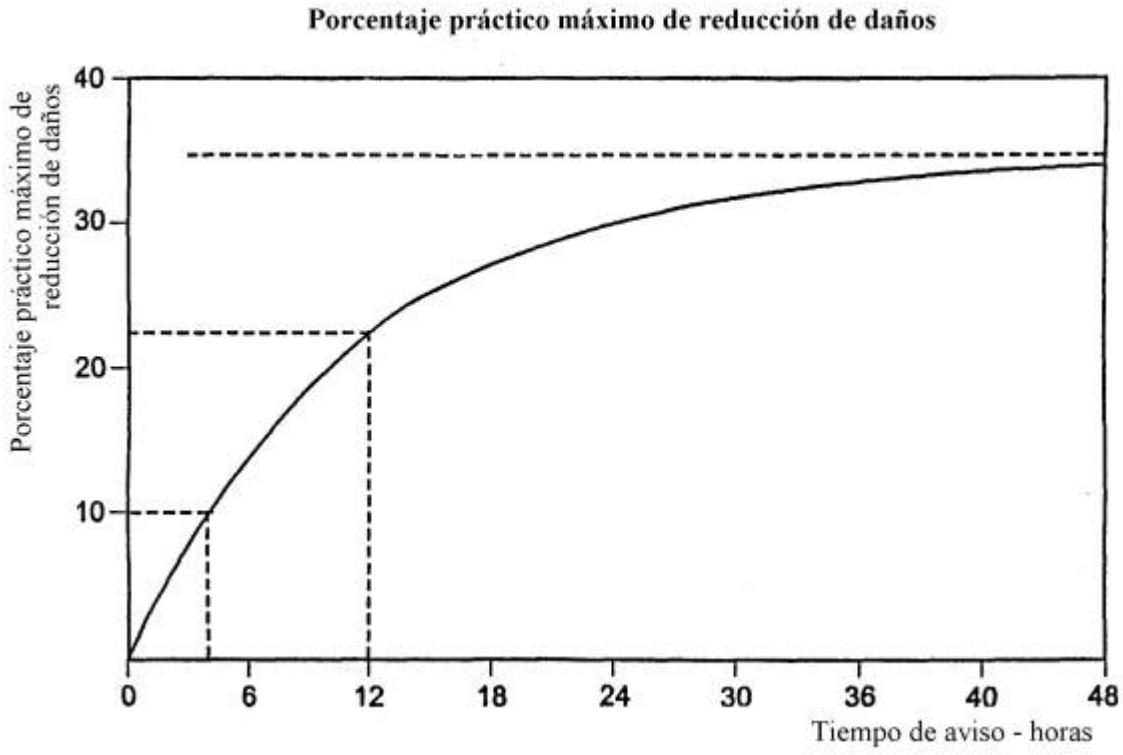


Figura 14.5 Relación de tiempo de aviso / reducción de daños

E3. DISEMINACIÓN Y ALERTA**:** Esta etapa involucra la toma de decisiones relacionadas con los avisos tempranos de posibles crecientes, basados en las condiciones de las cuencas, lluvias antecedentes, posibles escorrentías, manejo del embalse y pasaje de toda esa información a los organismos correspondientes.

Si al sistema se le adiciona un modelo de lluvia-caudal, funcionando en línea con la recepción de datos, este modelo ayudará a la toma de decisiones.

Estas acciones tienden a disminuir pérdidas materiales y de vidas.

E4. RESPUESTA: Esta etapa es clásicamente la más difícil de implementar por la gran coordinación que es necesaria y porque debe estar totalmente exenta de ineficiencias burocráticas, tan comunes, entre organismos de diferentes jurisdicciones.

Aparte de los convenios que pueden existir, o no, lo fundamental es el entrenamiento y la predisposición del personal que recibe la información –Aviso de inundación, en una zona, corte de una ruta, posible evacuación, etc.- Si esta etapa es ineficiente, no importa lo sofisticadas que sean las etapas 1-2 y 3, el sistema fallará.

Es fundamental destacar que el personal involucrado en todas las etapas, una vez entrenado, debe tener continuidad. La experiencia mundial en la materia indica claramente que el mejoramiento de los sistemas telemétricos, el agregado de sofisticados radares e imágenes de satélites y de avanzados modelos matemáticos han resultado un estrepitoso fracaso, sin una buena coordinación y operación en la etapa de diseminación y respuesta**.** Igualmente el sistema de alerta temprana ayuda a tener información útil para tomar acciones de prevención y/o evacuación temprana, pero sistemas confiables y sencillos, si se encuentran medios para mejorar la perfomance de las etapas de diseminación y respuestas (etapas 3 y 4) darán muy buenos resultados.

El sistema de comunicaciones (radio, teléfono ó mejor ambos) debe ser de altísima confiabilidad. La estación central debe tener todos sus elementos básicos duplicados, y un excelente sistema de UPS (provisión de energía ante cortes de la energía de línea).
Algo muy importante es que en cuencas torrenciales de rápida respuesta ("Flash Floods") el sistema debe ser preferentemente radial VHF o UHF y con el modo evento de envío de datos "Sistemas de verdadero tiempo real"(Burnash et al, 1979)
No resultan eficientes y confiables, en éstas circunstancias los sistemas satelitales ó meteor, aparte de que su operación es más cara.
Finalmente los elementos claves que hacen a un sistema de alerta temprana de lluvias son:

- Arreglos institucionales.
- Asignación de frecuencias.
- Tecnología adecuada para los fines y las condiciones climáticas e hidrológicas.
- Interacción-Coordinación entre instituciones y entre personas.
- Capacitación e idoneidad.
- Información y conocimiento a organismos y a la comunidad (cultura del aluvión).

Tablas de inundación

Estas tablas ("Flood tables") resultan un elemento clave de ayuda para los operadores de la central de recepción y diseminación. Se calculan en base a estudios de tormentas históricas (tablas de Intensidad-Duración-Frecuencia) a las condiciones de infiltración de las cuencas y a las estaciones de la red que se ubican en cada cuenca.
En ellas se indica, la condición de humedad antecedente (en base a las lluvias antecedente de 24 ó 48 horas), y la intensidad de la lluvia real con lo que se emiten los niveles de alerta, en la zona que corresponde, según la afectación de la cuenca (o las cuencas) que están siendo afectadas por la tormenta.
Estas tablas, en sistemas pequeños (comunidades chicas, áreas de turismo o recreación), pueden reemplazar a un modelo "en línea" de lluvia-caudal.
Un problema es la ubicación de la estación base en sitios (organismos) donde no hay guardia permanente o no se ha instalado en la estación base un equipo de suficiente duración de baterías para mantener operable la estación central ante prolongados cortes de energía (UPS "Uninterruptedly Power Suply").

Tablas de manejo de embalses

Para el manejo de un embalse se deben confeccionar también tablas que incluyan la siguiente información:

- Curvas o tablas de la relación cota/descarga.
- Curvas o tablas de descarga por válvulas.
- Curvas o tablas de descarga por vertedero.

  En base a esta información construir una tabla de manejo del embalse que incluya:

Nivel del lago	**Erogación Máxima**	**Nivel de Alerta**	**Acción Aguas Abajo**

En los "software expertos" de manejo de la red telemétrica, se puede incluir esta tabla con presentación gráfica del nivel real del lago y los distintos niveles de alerta.
Las tablas deben incluir el o los periodos del año que resulten ser los más críticos.

Se deben incluir también recomendaciones referidas a las situaciones de aguas abajo que están ligados a planos de zonas con peligro y zonas vulnerables.(Capítulo 13). Se deben tener planos de áreas afectadas para el caso de falla de la presa.

Definiciones de los niveles de alerta para el caso de un embalse

- Atención ó Preemergencia**:** Esta condición es una en la cual el nivel del lago llega al inicio de su nivel crítico. La situación es controlable con el manejo de la presa. No hay aviso a la población pero si **a los organismos involucrados.**
- Alerta 1, (Cotas X1 y X2**):** Es el inicio de la emergencia, las descargas superan el valor crítico en los lugares de riesgo determinados en base al estudio de las áreas críticas.
- Alerta 2**:** Aumenta el número de áreas afectadas, en las más críticas se puede indicar evacuación.
- Alerta 3-4**:** Esta es una situación donde hay significativos riesgos de propiedades y vidas. Se debe declarar la "emergencia inmediata".
- Alerta roja: Esto debe ser declarado por el "Comité Ad-Hoc" y se procede a la orden de evacuación. Es importante destacar que estos niveles y acciones deben ser definidos y ajustados según estudios que se realicen donde se definirán mapas de riesgo y líneas de inundación. (Capítulo 13)

  Es decir en función del nivel del lago se deberán establecer:
- Nivel del lago
- Descarga
- Áreas afectadas s/planos

  En las áreas afectadas se deben incluir:
- Zonas críticas
- Zonas vulnerables
- Zonas residenciales
- Áreas recreativas
- Asentamientos de emergencia (villas)
- Asentamientos industriales y de servicios
- Desarrollos agrícolas

  En suma la priorización y programación de medidas de manejo del riesgo son:
- Sistema de alerta
- Planos de inundación
- Control de la inundación/protección/manejo
- Seguridad de embalse
- Diseño de la red de detención de crecientes
- Diseño del sistema de aviso
- Estudios de la PMP en cada sitio
- Estudios de falla de la presa

Participación Comunitaria

Como se ha expresado, la diseminación de la alerta es fundamental. Las acciones son:

- Generación y divulgación de cartillas de información a los pobladores
- Diseñar un sistema eficiente de aviso

En el caso de poblaciones chicas o rutas, especialmente zonas de asentamientos turísticos (campamentos, casas rodantes, caminantes) es muy útil y fundamental el uso de alarmas sonoras y/o luminosas en puntos estratégicos.
De acuerdo a criterios internacionales, la ocurrencia de condiciones de riesgo se definen como:

1. Nivel de las aguas en el área, se estiman sobrepasarán los 60 centímetros.
2. Velocidades de las aguas superiores a 1,50 m/s. El producto 60x1.50=90 es un número clave (puede ser tambien 45x2=90)
3. Profundidad de las aguas son suficientes para dañar propiedades.

La interpretación de estas alarmas se debe explicar mediante cartillas a los ocupantes del lugar (permanentes o temporarios)
La habilidad de una comunidad para operar y mantener un sistema de aviso temprano, varía según sea el tipo de creciente. Los sistemas de detención de inundaciones deben ser diseñados para cada caso, hay conceptos básicos que son estandar, pero el detalle se debe considerar para cada caso individualmente, de modo de ajustarse a las condiciones hidrometeorológicas y al grado de capacidad de la comunidad para operar y mantener el sistema.
La disponibilidad de opciones técnicas son cada vez más abundantes, pero de su buena selección dependerá el éxito del sistema.
Los sistemas pueden variar desde unas pocas estaciones de nivel con operadores permanentes, comunicados por radios con la central, cuando el tiempo de retardo de los caudales es considerable (ie mayor de 6 horas) hasta complejos sistemas híbridos (VHF-Satélite) con estaciones automáticas de recepción y sofisticados software expertos de análisis de la información.
En todos los sistemas, simples o complejos, la llave del éxito es un eficiente sistema de divulgación de la alerta en tiempo y forma. ¡Esto es fundamental! y generalmente lo más difícil de lograr.
Los sistemas de aviso tipo “ALERT” (“Automated Local Evaluation in Real Time”) originarios de USA (National Weather Service) se han diseñado especialmente para áreas afectadas por crecientes aluvionales (“flash floods”) en zonas rurales o urbanas.
Es importante destacar que los sistemas para estas condiciones deben ser de respuesta instantánea (“real real time”) igualmente la metodología para diseminar la información debe ser de alta rapidez y eficiencia (Fernández, 1999).
En sistemas pequeños esto se logra con comunicaciones radiales, telefónicas o sonoras, en sistemas grandes se debe tener fax o comunicación radial o de telefonía celular prediseñados para ir enviando la información de prealerta y alerta a puntos críticos de diseminación de la información (centrales de policía, bomberos, defensa civil, etc.)
El sistema de fax, resulta costoso a través del año y es importante diseñar también sistemas de e.mail o de páginas Web automáticamente actualizada, cada día mas frecuentes, son muy útiles para enviar mensajes de condiciones generales de la atmósfera y pronósticos extendidos sobre condiciones favorables y prealerta.
Para la fase de emergencia se debe verificar, al iniciarse cada campaña o periodo crítico (por ejemplo octubre a abril) lo siguiente:
El buen funcionamiento de todos los equipos:

- Estaciones telemétricas
- Radar (si hay)
- Frecuencias y comunicaciones radiales y validad de loa enlaces
- Listado actualizado de números telefónicos de operadores y usuarios
- Sistema de computadoras de la estación central y receptores
- Baterías del sistema UPS
- Elementos necesarios de escritorio, planillas, libros de notas, mapas y gráficos, etc.

- Tener totalmente previsto los planes de ayuda ante situaciones consideradas críticas
- Tener diseñado y previsto un plan de evacuación en puntos críticos (canales, diques de detención), resulta útil la presencia de observadores con radios (handies) para informar lo que se va observando. Prever rutas de movimiento de vehículos de apoyo (ambulancias, bomberos, policía) y de personas.

Se debe prever vías alternativas ante la eventualidad de la pérdida de funcionalidad de parte de la infraestructura..
Todos los años, al iniciar la temporada se deben realizar reuniones de coordinación

Plan de educación sobre riesgos hidrogeológicos

La Agencia Federal de Manejo de Emergencias de Estados Unidos, (FEMA por su sigla en ingles) conjuntamente con NOAA y la Cruz Roja han diseñado una serie de cartillas de divulgación pública que son buen ejemplo de lo que se debe hacer en relación con la educación comunitaria.
El Servicio Meteorológico de USA (N.W.S.) posee una radio que se llama “La voz del NWS” donde permanentemente en su red de más de 400 estaciones de VHF en 50 Estados y en Puerto Rico y territorios del Pacífico, trasmite las situaciones de alerta de todos los fenómenos meteorológicos, que se pueden producir. Se vende un receptor especial para esta red que es normalmente trasmitido por alguna de las estaciones.
Las cartillas son especialmente diseñadas para que sean un “mensaje” de alerta y educación, contienen elementos como:
Que hacer antes del aluvión:

- Estar atento a cualquier posibilidad de aluviones indicada por los medios de difusión o por señales sonoras y/o luminosas.
- Si el nivel de alerta es grave, moverse a lugares más elevados. Abandonar vehículos.
- Alejarse de áreas indicadas como inundables.
- En caso de alto riesgo dado por los comunicados (o alerta sonora) prepararse para evacuación
- Si hay tiempo cerrar puertas y ventanas y desconectar luz y gas y todos los equipos eléctricos.
- No moverse a través de cauces aluvionales
- No cruzar en vehículos cauces aluvionales que traigan descargas.

En relación al cruce con vehículos de rutas se debe destacar que:

- Incluso vehículos pesados pueden flotar y ser volcados
- Ya con 15 cm de agua se puede perder el control del vehículo
- 60 cm de agua pueden arrastrar la mayoría de los vehículos por cada 30 cm de agua el efecto de flotación es de 684 kilos, es decir el vehículo pesa 684 kilos menos por cada 30 cm de agua.

Este tipo de cartilla debe contener también instrucciones del nivel de alerta y la forma de divulgación de ese nivel. Debe ser vistosa, en colores e ilustrada con figuras explicativas, que pueden personificar a personajes de historieta para llamar la atención, incluso de los niños.
En lugares turísticos, un sistema de alerta, operado por el municipio o la policía con alarmas sonoras y/o luminosas puede ayudar a salvar bienes y vidas.
Estas cartillas o folletos de FEMA, NOAA son distribuidos gratuitamente en lugares críticos ya sea a pobladores permanentes como a eventuales visitantes y en escuelas
En Inglaterra la Agencia del medio ambiente (Environment Agency) tiene un teléfono sin cargo para dar información sobre tormentas, crecientes e inundaciones.

En ella se indican los diferentes niveles de alerta como:

- Alerta amarilla
- Alerta naranja
- Alerta roja

De acuerdo con la OMM hay tres categorías de "crecientes súbitas" ("Flash Floods")

1. Aquellas que son producto de lluvias sobre sistemas naturales.
2. Aquellas que son producto de lluvias en áreas alteradas por el hombre (áreas urbanas)
3. Aquellas que se deben a descargas súbitas de aguas embalsadas (rotura de diques, apertura de compuertas)

En general se considera que cuando el tiempo transcurrido entre el centro de masa de la lluvia y el centro de masa del hidrograma (tiempo de retardo-"Lag time") es menor de 4-6 horas es una creciente súbita.

Igualmente de acuerdo a la experiencia local y a referencias internacionales aquellas lluvias con una intensidad igual o mayor de un periodo de retorno de 5 años, pasa a ser severa.

Los sistemas de aviso ayudan a tomar medidas preventivas que reducen daños y pérdidas de vida, pero no son infalibles y siempre están sujetos a su perfeccionamiento por la propia experiencia adquirida.

Un sistema de aviso temprano no es solo la red de medición y la central de recepción y procesamiento, es también un gran esfuerzo de coordinación entre quienes diseminan la alerta y quienes ejercen la acción de prevención o ayuda**.**

El desempeño de una red automática para aviso de crecientes en cuencas pluviales depende en gran medida de su capacidad para medir la precipitación.

A mejores mediciones de la precipitación corresponden directamente mejores estimaciones de la escorrentía y con ello se mejora el pronóstico.

La habilidad de una red de estaciones para estimar la lluvia media sobre un área (o cuenca) mejora con el número de estaciones existentes. Un mayor número de muestras del campo de lluvia, aumentan la probabilidad de que la estimación de la lluvia real media, esté más cerca del verdadero valor.

Durante el proceso de diseño de una red, la cuestión del óptimo o al menos el tamaño y la densidad adecuadas debe ser determinada. El diseño de una red es un compromiso entre perfomance y economía.

En el caso de sistemas de alerta de crecientes no es necesario tener una gran sensibilidad del pluviógrafo sino cuan representativa sea su medición en relación a la respuesta de la cuenca.

Como de ha expresado, el cálculo de balances hídricos para modelos continuos donde es importante la precipitación y la evapotranspiración, la sensibilidad de 0.2 mm puede ser necesaria, pero en sistemas que miden lluvias intensas en cuencas torrenciales es perfectamente aceptable la sensibilidad de 1mm**.**

El número de pluviógrafos en una red de alerta puede estimarse en primera instancia en base a los criterios del National Weather Service de USA.

$$N = A^{0.28}$$

N = Nº mínimo de pluviógrafos
A = Área en Km^2

De acuerdo al número de puntos de medición es la exactitud con que se determina la lluvia media sobre la cuenca (ó área). La Figura 14.6 expresa el coeficiente de variación Cv para cuencas de rápida respuesta (torrenciales) en función del número de pluviógrafos. (Curtis, 1995)

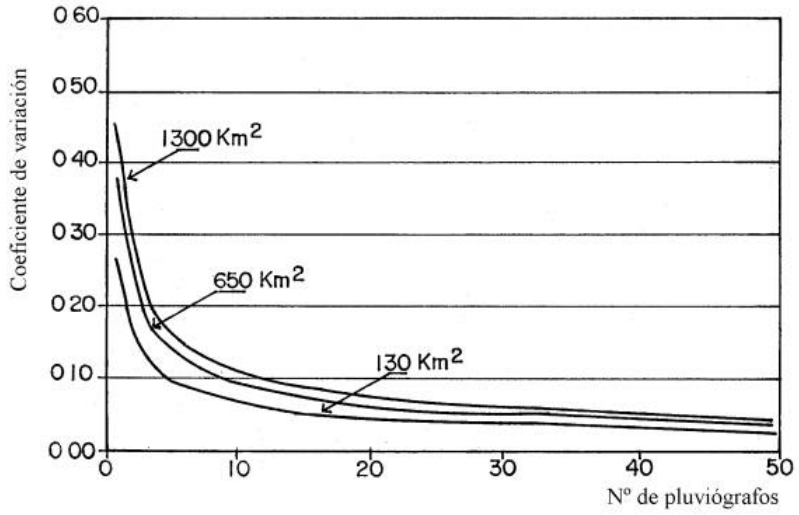


Figura 14.6 Coeficiente de variación en la medición de la lluvia (NWS-USA) para cuencas torrenciales

Como se puede apreciar la perfomance de una red aumenta sensiblemente cuando el número de pluviógrafos aumenta de 1 a 20 (para áreas entre 130 y 1300 Km^2), no teniendo luego mayor importancia.

Los siguientes temas se desarrollan en el CD

Pronósticos climáticos

Las celdas convectivas y su comportamiento

Pronóstico cuantitativo de la precipitación convectiva (QPF)

14.4APLICACION DE TECNICAS DE RADAR Y SATELITE EN LA ESTIMACION DE LLUVIAS (Fattorelli et . al. ,1995)

La estimación de lluvia para propósitos de pronósticos de crecientes es generalmente un problema difícil. Más quizás que otras variables meteorológicas, la lluvia es intermitente en espacio y en tiempo muestra una gran variabilidad natural. Incluso la medición de lluvias en un punto por un sólo pluviógrafo es una tarea difícil tal como está bien documentado (Sevruk, 1982).

Redes tradicionales de pluviógrafos, incluso cuando están densamente espaciadas, pueden solamente proveer una muestra muy espaciada del campo de lluvias y usualmente sólo una proporción pequeña de la red está conectada en tiempo real a través de teletransmisión. Para citar un ejemplo, el cual fue objeto de un detenido análisis, Lebel et al. (1987) mostró que con una densidad de, aproximadamente, un pluviógrafo cada 20 a 25 Km^2 el nivel de precisión del total de una lluvia de una hora, promediada en una cuenca de 600 Km^2 tuvo una varianza del orden de 10 a 15% pero disminuyó a 30 ó 40% cuando la densidad se redujo a un pluviógrafo por cada 60 Km^2, por ejemplo, cuando sólo se consideró aquéllos que eran telemétricos. Por lo tanto el error en la medición de lluvia media en un área, estará corrientemente en el orden de 50% con una bastante pobre percepción de cualquier celda pequeña que pase a través del área. Tal tormenta puede ocurrir entre los agujeros de la red, la cual es por lo tanto insuficiente para su detección. Estas dificultades son todavía más importantes en áreas montañosas por el pequeño número de sitios que pueden usarse para la localización y mantenimiento de los pluviógrafos y por la alta variabilidad de la precipitación.

En muchos casos una adquisición exacta en el tiempo y eficiente de la precipitación sobre áreas grandes es esencial para un pronto y efectivo aviso de crecientes. Sensores remotos provenientes de radares terrestres y plataformas satelitarias permiten visualizar grandes regiones simultaneamente y bajo ciertas condiciones y en forma frecuente. Podemos concluir que la estimación de lluvia por radar y satélite, integrada dentro de un sistema de pronóstico, ofrece la oportunidad de producir una más apropiada y temprana alerta que sistemas basados solamente en datos de pluviógrafos terrestres.

Los sensores remotos usan mediciones del espectro electromagnético para medir estados hidrológicos. Los procesos básicos involucrados en sensores remotos son adquisición de datos y análisis de datos. Los componentes de la adquisición de datos son: Fuentes de energía electromagnética; propagación de energía a través de la atmósfera; interacciones de la energía con el objeto; retrasmisión de la energía a través de la atmósfera; y sensores, resultando en la generación de datos de sensores en forma de imágenes y/o digital. La ventaja más importante de usar radar para medir la precipitación es que la cobertura del radar provee un área grande con alta resolución espacial y temporal. El radar puede proveer estimaciones de sensores remotos de lluvias para intervalos de tiempo tan pequeños como 5 minutos y resoluciones espaciales tan pequeñas como 1 km^2.

La cobertura espacial de la intensidad de lluvia implica mejorar en un sitio los pronósticos específicos y avisos de crecientes y tener tiempos de aviso mayores para pronósticos de caudales en cuencas hidrológicas bajo la cobertura del radar para tormentas que ingresan.

Ello también permite disponer de tiempos mayores para prevenir ya que los datos de lluvias están disponibles para áreas grandes en forma tal que en muchos casos es más eficiente que aquella relacionada con una red de comunicaciones asociada a pluviógrafos. Hay, sin embargo, problemas tales como la medición correcta de la reflectividad del radar y los procedimientos de calibración que son requeridos para transformar las mediciones electromagnéticas de los ecos del radar en intensidades de lluvia. La combinación de estas fuentes de error producen un problema bastante complejo el cual involucra tantas condiciones que una forma de medición exacta no puede describir todas las situaciones operacionales. La producción de datos a nivel de país o a escala continental, requiere una red de radares junto con capacidades de comunicación y procesamiento de datos, para combinar datos desde numerosos sitios diferentes. Sin embargo hay algunas aplicaciones meteorológicas e hidrológicas que requieren mediciones de precipitación sobre, incluso, áreas mayores que las que puedan ser provistas en forma práctica por una red de radares. Estos requerimientos pueden solamente ser satisfechos usando técnicas que mezclen datos de radar y de satélite. Las observaciones de satélite están disponibles para cobertura de grandes áreas (a escala continental o hemisférica) para resoluciones temporales relativamente altas (del orden de 30 minutos). La resolución espacial es del orden de 4 a 8 Km para el espectro infrarrojo y mediciones hasta 1 Km para observaciones en el espectro visible. Datos en infrarrojo están disponibles para ambos, día y noche, mientras que imágenes visibles están disponibles sólo cuando la superficie reflectante terrestre tienen luz diurna. Datos útiles pueden derivarse de satélites usados fundamentalmente para propósitos meteorológicos incluyendo satélite de órbitas polares y geoestacionarios, pero sus imágenes visibles e infrarrojas pueden solamente dar información sobre la parte superior de las nubes. Sin embargo, ya que estos satélites proveen observaciones frecuentes, pueden ser observadas las características de nubes que potencialmente pueden precipitar y la frecuencia de cambios en las áreas cubiertas de nubes y en su forma. De estas mediciones, se pueden hacer estimaciones de lluvias, las que relacionan intensidad de lluvias y/o lluvia acumulada en el tiempo con las características de las lluvias. Medición de la precipitación con radar y satélite se desarrolla en el CD.

NOTA FINAL

Los métodos presentados en este libro intentan ser útiles para su aplicación en estudios de factibilidad y de diseño hidrológico con los apropiados niveles de seguridad basados en el criterio profesional y el juicio de los usuarios.
Las conclusiones y resultados derivados de la aplicación precisa o imprecisa de los métodos expuestos son de exclusiva responsabilidad del usuario.
El material presentado no refleja políticas o prácticas de los organismos y asociaciones que se mencionan,

Apéndice A

APENDICE A : TABLA DE UNIDADES, DIMENSIONES, EQUIVALENCIAS A1

En virtud del uso aplicado del libro se ha empleado en forma exclusiva la notación algebraica de las unidades

CANTIDAD	SIMBOLO	DIMENSIONES		UNIDADES (SI)
		Sistema	Sistema	
Geometría		**L-T-F**	**L-T-M**	
Longitud	L	L	L	m (metro) cm (centímetro) mm (milímetro)
Area	A	L^2	L^2	m^2 cm^2 mm^2
Volumen	V	L^3	L^3	m^3 cm^3
Pendiente	S	-	-	m/m
Cinemática				
Tiempo	t	T	T	s (segundo)
Velocidad líneal	v	L/T	L/T	m/s
Velocidad ángular	w	1/T	1/T	radianes/s
Aceleración lineal	a	L/T^2	L/T^2	m/s^2
Aceleración ángular	α	$1/T^2$	$1/T^2$	rad/s^2
Caudal	Q	L^3/T	L^3/T	m^3/s
Caudal por unidad de ancho	q	L^2/T	L^2/T	$m^3/s/m$
Aceleración de la gravedad	g	L/T^2	L/T^2	m/s^2
Viscosidad cinemática	v	L^2/T	L^2/T	cm^2/s
Circulación	Γ	L^2/T	L^2/T	m^2/s
Dinámica				
Masa	M	FT^2/L	M	g(gram.) k (kilogr.)
Fuerza	F	F	ML/T^2	$k.m/s^2$
Densidad	ρ	$F/T^2/L^4$	M/L^3	k/m^3
Peso específico	γ	F/L^3	M/L^2T^2	g/cm^3
Viscosidad dinámica	μ	FT/L^2	M/LT	$K\text{-}s/m^2$
Tensión superficial	σ	F/L	M/T^2	g/cm
Presión	P	F/L^2	M/LT^2	k/cm^2
Esfuerzo constante	τ	F/L^2	M/LT^2	k/cm^2
Impulso-Momento	I, M	FT	ML/T	k/s
Trabajo-Energía	WE	LF	ML^2/T^2	kgm
Potencia	P	$LF/_T$	ML^2/T^3	$\frac{kgm}{s}$

Números adimensionales **A2**

Reynolds $R = \frac{V \,.\, L}{\nu}$

Froude $F = \frac{V}{(g \,.\, L)^{1/2}}$

Euler $E = \frac{V}{(2\Delta p / \rho)^{1/2}}$

Weber $W = \frac{V}{(\sigma / \rho L)^{1/2}}$

- **Reynolds:** Es la relación entre fuerzas de inercia y viscosidad (fricción) se usa principalmente en problemas de tuberías.
- **Froude:** Es la relación entre fuerzas de inercia y la gravedad, se usa principalmente en problemas de canales.
- **Euler:** Relación entre fuerzas de inercia y presión
- **Weber:** Relación entre fuerzas de inercia y tensión superficial. (se usa en modelos físicos)

Peso específico (γ) de una substancia es el peso de la unidad de volumen

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

Agua a 4ºc $\gamma = 1000 \frac{k}{m^3}$

1 cm^3 = 1g

Densidad (ρ) de una substancia es la masa de la unidad de volumen

$$\rho = \frac{m}{V}$$

como P = m.g (peso = masa por la aceleración de la gravedad)

$$\gamma = \frac{m.g}{V}$$

$$\gamma = \rho . g$$

Densidad relativa: es la relación de la densidad de una substancia con relación a la del agua. Es un número adimensional.

Así en el mercurio la densidad relativa es 13.6 o sea es 13.6 veces mas pesado que el agua.

IMPORTANTES EQUIVALENCIAS

UNIDADES DE PRESION Y TRABAJO

Relaciones Básicas

$$dina = \frac{g.cm}{s^2}$$

ergio = 1 dina x $1cm = \frac{g\,cm^2}{s^2}$

1 julio (J) = 10^7 ergios

$$\frac{1gf\,(gramo - fuerza}{cm^2} = \frac{980\,dinas}{cm^2}$$

1 k = 9.807julio/m

1 Newton (N) = $\frac{k.m}{s^2} = \frac{1000g.100cm}{s^2} = \frac{100000g\,cm}{s^2} = 10^5\,dinas$

1 Newton – m = 1 julio/m

1 atmósfera = $1.033\frac{k}{cm^2} = \frac{10333k}{m^2}$

= 10.333 m de Agua

= 760 mm de Mercurio

1 bar = $\frac{10^5 N}{m^2}$

1 mb (milibar) = $\frac{10^2 N}{m^2} = \frac{1000\ dinas}{cm^2}$

1 atmósfera = 1013 mb

1 pascal (Pa) = 0.01 mb

1 Pa x 100 = hpa (hectopascal) = 1 mb

1 bar = $\frac{10^7\ dinas}{cm^2}$

1 Pa = $\frac{10\ dinas}{cm^2}$

1 hpa = $\frac{1000 dinas}{cm^2}$

1 mb = 1 hpa = $\frac{1000 dinas}{cm^2}$

Otras relaciones

1 atmósfera = 1013 mb = 1013 hpa

1 Pa = $\frac{10 dinas}{cm^2}$

1 pa = 0.000010 atmósferas

1 kPa (kilopascal) = 1000 Pa = $\frac{10^4 dinas}{cm^2}$

1 hpa (hectopascal) = 100 Pa = $\frac{10^3 dinas}{cm^2}$

1 mb = 0.000987 atmósfera

1 mb = 0.001 bars

$$1Pa = \frac{10\,dinas}{cm^2} = \frac{100000\,dinas}{m^2} = \frac{N}{m^2}$$

Aceleración de la gravedad = 980,7 cm/s^2 = 32.17 pies/ s^2 (valor normal a 45º de latitud)

UNIDADES DE ENERGIA Y POTENCIA **A5**

Relaciones básicas

Potencia es trabajo por unidad de tiempo

Energía es trabajo

1 kgm (kilogrametro) = 9.8 julios = 9.8 x 10^7 ergios

$$\frac{1\,julio}{s} = 1\,vatio\,(W)$$

Potencia:

1 kW (kilowatio) = 10^3 vatios
1 CV (Caballo vapor) = $\frac{75kgm}{s} = 735W$
1 HP (horse power) = 746 W = 0.746 kW
1 kW = 1.341 HP

Energía: (trabajo)

1 kW – hora = 3.6 x 10^6 julios
1 CV – hora = 270000 kgm
1 W – hora = 3600 julios

TEMPERATURA

Grados Fahrenheit $(^oF) = .\frac{9}{5}$ (T, en grados Celsius) + 32

Grados Celcius (centígrados) $(^oC) = \frac{5}{9}$ (T, en grados Fahrenheit – 32)

Grados Kelvin (ºK) = T en ºC + 273.16

Grados Rankine (ºR) = T en ºF + 459.67

CALOR

Unidad de calor: calor necesario para producir una transformación tipo convenida.

Caloría-gramo (cal ó cal/g): cantidad de calor que se debe suministrar a un gramo de agua para elevar su temperatura en un grado centígrado.

Kcal = 1000 cal

1 Langley (Ly) = $1 cal/cm^2$

Btu (British Termal Unit) = 252 cal = 0.252 Kcal

1 cal = 4.186 julios = 3.969×10^{-3} Btu

1 Kcal = 4186 julios

1 Kcal = 427.1 Kgm

1 Btu = 778 Libra-.pie

Constante solar W_{BO} = 2.00 Langleys

Constante de Stefan-Boltzman $\sigma = 0.826.10^{-10}$ $cal/cm^2/min/^ok^4$

Constante de Bowen $C_B = 0.6110^{-3}$ / ºC

CAMBIOS DE ESTADO DEL AGUA

Calor latente de fusión del hielo 79.7 cal/g (a 0ºC) = 144 Btu/ libra

Calor latente de vaporización del agua 539.3 cal/g (a 100 ºC y a 1 atmósfera) = 970 Btu/libra

UNIDADES DE TIEMPO

1 minuto = 60 segundos

1 hora = 60 minutos

1 día = 24 horas = 1440 minutos = 86400 segundos

1 mes (30 días) = 2.592×10^6 segundos

EQUIVALENCIAS DE GRADOS SEXAGESIMALES Y RADIANES

1 radian = 57.2958º = 57º 17’ 44”

1º = 0.1745 radianes

Circunferencia = 2π radianes = 360º

Sistema centesimal (Borda)

Circunferencia = 400 grados centesimales (G)

$360^{o} = 400^{G}$

$1^{o} = 1.111^{G}$

$1^{G} = 0.9^{o}$

Apéndice B

BIBLIOGRAFÍA

Abbott, J. (1978) "Testing of Several Runoff Models on an Urban Watershed". HEC, Technical Paper, No. 59.

Abbott, M., Refsgaard, J. (2002) "Distributed Hydrological Modelling". Kluwer Academic Publications.

Abramowitz, M., Stegun, I. (1972) "Handbook of Mathematical Functions". Dover Publications.

Ackermann, W., Geyer, J., Izzard, C., Jons, S., Jones, D. Jr. (1968) "Systematic Study and Development of Long Range Programs of Urban Water Resources Research". ASCE. Press

Allen, R. (1997) "Self-calibrating method for estimating solar radiation from air temperature". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 2 No. 2. pp.56-67.

Allen, T., Hjelmfelf, Jr., Cassidy, J. (1975) "Hydrology for Engineers and Planners". Iowa State University Press/AMES.

Alley, W. (1976) "Guide for Collection, Analysis and use of urban stormwater data". A Conference report held at Easton, Maryland. ASCE Press.

Allison, S. (1967). "Review of Small Bazin Runoff Prediction Methods. ASCE Journal of Irrigation and Drainage. Vol.93 nº IR1 pp.1-6

Almeida T., M., Fantechi, R., Moore R., Silva, V. (1991) "Advances in radar hydrology". Proceedings of an International Workshop held in Lisbon.

Amim, Sichani, S. (1982). "Modelling phosphorous transport in Surface runoff from agricultural watersheds PhD, thesis Purdue University.

Amorocho, J. and Espildora, B. (1966). "Mathematical Simulation of the Snow Melting Process". Water Science and Eng. Paper nº 3001. Davis, California U.C.Davis.

Amorocho, J., Fernández, P., Roby, H., Fernández, J.M. (1983) "Hydrometeorological Network for Real Time Data Collection in a Southern Hemisphere Arid Area". Scientific Procedures Applied to Planning, Design and Management of Water Resources System (Proceedings of the Hamburg Symposium. AIHS), Public. No. 47.

Anderson, E. (1978) "Snow Accumulation and Ablation Model". NOAA, Technical Report, NWS 19 U.S. Dept of Commerce, Silver Spring.

Anderson, E. and Crawford, N. (1964). "The Synthesis of Continuous Snowmelt Runoff Hydrographs on a Digital Computer". Dept. of Civil Eng. Technical Report nº 36. Standford Univ.

Anderson, E.A. (1976). "A point Energy and Mass Balance Model of Snowcovers" NOAA, N.W.ST.R. nº 19 Silver Spring MD.

Anderson, E.A. (1978). "Snow Accumulation and Ablation Model in Operational Forecast Programs and Improved Data Improvements for the N.W.Service, River Forecast System Data Management Program Documentation". U.S.N.W. Service, Silver Spring, MD.

Anderson, Eric. (1973). "National Weather Service River Forecast System-Snow Accumulation and Ablation Model". NOAA Technical Memorandum NWS HYDRO-17 Silver Spring. MD.

Aronoff, S. (1989). "Geographic Information Systems A management perspective", Ottawa, WDL 94 pp.6-9.

ASCE (1996) " Hydrology Handbook" ASCE press

ASCE. (1949). “Hydrology” Manual of Practice nº 28 A.S.C.E. New York.
ASCE. (1997). “Flood Runoff Analysis”. ASCE press.
AyEE, Agua y Energía Electrica (1966) “ Resumen de Estadística Hidrológica – Sedimentología” Edición AyEE Buenos Aires Argentina
Ball, J.E, Luk, K.C. (1998) “Modeling Spatial Variability of Rainfall Over a Catchment”. Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 3 (2), pp. 122-130.
Bararello, V. y Ferro, V. (2006) Erosione e conservazione del suolo. McGraw-Hill, Milano, Italia.
Barnes, B. (1965). “Unitgraph Procedures”. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
Bathurst, J.C., Li R.M., Simons, D.B. (1981) “Resistance equations for large scale roughness”. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107(12), pp. 1593-1613.
Bear, L. (1962) “Statistical Methods in Hydrology”. HEC.
Beard, L., Fredrich, A. (1970) “Maximum Utilization of Scarse Data in Hydrologic Design”. U.S. Army Corps of Engineers, Technical Paper No. 13.
Beard, L.R. (1966) “Optimization Techniques for Hydrologic Engineering”. HEC, Technical Paper No. 2.
Beard, L.R. (1967) “Streamflow Synthesis for Ungaged Rivers”. HEC, Technical Paper No. 5.
Beard, L.R. (1968) “Simulation of Daily Streamflow”. HEC, Technical Paper No. 6.
Beard, L.R., Fredrich, A. (1969) “Maximum Utilization of Scarce Data in Hydrologic Design”. HEC, Technical Paper No. 13.
Beard, L.R., Fredrich, A., Hawkins, E. (1970) “Estimating Monthly Streamflows within a Region”. HEC, Technical Paper No. 18.
Beasly, D.; Huggins, L. (1981). “Answers: User’s Manual Chicago”: U.S.Environmental Protection Agency 54 p.
Bell, F. (1969) “Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships”. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 95(1), pp. 311-327.
Bend, L. (1982) “Stream flow Synthesis for Ungaged Rivers”. HEC. U.S. Corps of Engineers, Technical Paper No. 5.
Benegas, V. (2004) “Implementación de algunos modelos matemáticos más utilizados en la simulación hidrológica”. Programa Becas IILA. Beta Studio.
Benson, M. (1962) “Evolution of Methods for Evaluating the Occurrence of Floods”. U.S. Geological Survey. Water Supply paper No.1580 A.
Bernard, M.M. (1935). “An approach to determinate stream flow. Trans. Am. Soc. Of Civil Eng. Vol. 100 p.347
Bergström, S. (1976) “ Development and Application of a Conceptual Runoff Model for Scandinavian Catchments “ SMHI Rapport Hydrologyoch
Beskow, G. (1947). “Soil freezing and frost heaving with special application to roads and rail roads. Swedish Geolog. Soc. Series C nº 375 26th year book nº3. Technological Int. North Western Univ.
BETA Studio srl (1994) “Wadim-rt, modello continuo per la previsione in tempo reale dei deflussi di piena dell’Adige”. Beta Studio, Padova.
BETA Studio srl. ISMES spa. (1998) “Aplicación del Modelo Hidrológico IHMS a las cuencas de los ríos Neuquen, Limay y Collón Curá”. AIC, Argentina
.BETA Studio srl (1998, 2002) Lezioni “ Master in Difesa e Manutenzione del Territorio” U. degli Studi di Padova Dipartamento Territorio e Sistema Agro Forestali.
BETA Studio srl (2005) “Progetto Definitivo e Studio di Impatto Ambientale delle opere di laminazione delle piene dl fiume Agno-Guà attraverso l’adeguamento dei bacini demaniale de

Trissino e Tezze di Arzignano.Regione del Veneto – Consorzio di Bonifica Riviera Berica, Italia
Beven, K. and Kirby, M. (1979). "A physically based variable contributing area model of basin hydrology". Hidrol. Science Bull. 24 (1) 43-69.
Beven, K. J. and Kirby, M. (1976). "To used a simple physically-based variable contributing area of catchment hydrology". Working Paper nº 154 School of Geography, Univ. Leeds U.K.
Beven, K.; Lamb, R.; Quinn, P.; Romanowicis, R.; Freer, J. (1994). "Top model in Computer Model of Watershed Hydrology" V. Singh (ed) W.R. Public. Fort Collins.
Biesecker, J.E., Tucker, L. S., Dawdy, D.R., Mc Pherson, M.B. (1977) "Guide for Collection, Analysis and Use of Urban Storm Water Data". A Conference Report, ASCE.
Bloch, S.C. (2000) "Excel for Engineers and Scientists". John Willey & Sons.
Borga M., Anagnostou E.N., Krajewski W.F. (1997) "A simulation approach for validation of a Brighlband Correction Method". Journal of Applied Meteorology, Vol. 36, pp.1507-1518.
Borga, M., Casale, R. (eds). (1996) "Proceedings of the Workshop on: Integrating Radar Estimates of Rainfall in Real Time Flood Forecasting". AIDI.
Borga, M., Dalla Fontana, G. Da Ros, D., Maschi, L. (1998). "Shallow land slide hazard assessment using a physically based model and digital elevation data". Journal of Environmental Geology 35 (2-3), 81-88.
Borga, M., Fattorelli, S. (2000) "Monitoraggio dei Processi Idrometeorologici". Atti del Convegno Monitoraggio dei Processi Idrometeorologici. Bios.
Borga, M. (2003) Lezione "Master in Difesa e Manutenzione del Territorio"
Branson, F.A., Giffort, G.F., Renard, K.G. and Hadley, R.F. (1981). "Rangeland Hydrology. Dubuque-Iowa: Kendall/Hunt.
Bras, R. (1990) "Hydrology An Introduction to Hydrologic Science". Addison-Wesley Pub. Co.
Braud, I. (1998). "Hydrological studies using remote sensing and Gis in the region of Mendoza (Argentina)". Report 01/09/97 to 30/04/98 Available from LTHE, BP 53 38041 Grenoble Cedex 9. France p 120.
Braud, I., Fernández, P., Bouraoni, F. (1999) "Study of the Rainfall-Runoff Process in the Andes Region Using a Continuous Distributed Model". Journal of Hydrology, No. 216, pp.155-171.
Brooks, K., Ffolliott P., Gregersen H.; Thames J. (1991) "Hydrology and the Management of Watersheds". Iowa State University Pres/AMES.
Brune, G.M. (1953). "Trap Efficiency of Reservoirs, Trans. Am Geophys. Union Vol.34 pp.407-418.
Bruneau, I.; Gascuel-O.; C. Robin; P. Mesot. And Bowen, K. (1995). "Sensitivity to space and time resolution of a hydrological model using digital data". Hydrolog. Process 9, 69-81,
Bureau of Public Roads. (1961). "Hydraulic of Bridge Waterways". U.S.Department of Transportation.
Burnash, J., L. Ferral and R. McGuire. (1973). A generalized Stream flow Simulation System, Conceptual Modeling for Digital Computer (Modelo de Sacramento) National Weather Service, Western Region.
Burnash, R., Ferral, L., Mc Guire, R. (1979) "A Generalized stream flow Simulation System Conceptual Modeling for Digital Computers". State of California, Department of Water Resources.
Burnash, R.J.C. (1980) "Automated Precipitation Measurements". National Weather Service. River Forecast Center. Sacramento, California.
Burnham, M. (1980) "Adoption of Flood Flow Frequency Estimates at ungaged locations". HEC, Training. Document No. 11.
Caamaño, N.; Benedetto, H., Zamanillo, E. (1994) "Hietogramas Típicos de Tormentas Intensas en

la Estación La Suela, Pcia. de Córdoba". XV Congreso Nacional del Agua. La Plata.
Cacik,P. Bolzico,J. Paoli,C.. (1991). "Análisis de Frecuencia para la Determinación de la crecida de Diseño". Manual del Usuario Modelo AFMULTI. U.N. del Litoral.
Carl, R., Davis, D. (1989) "An Integrated Software Package for Flood Drainage Analysis". HEC, Technical Paper No. 125.
Casale, R. (ed.) (1995) "Hydrological and Hydrogeological Risks". Proceedings of the First Review Meeting-European Commission, Brussels.
Casale, R., Borga, M., Baltor, E., Samuels, P. (eds.) (1997) "River Basin Modelling Management and Flood Mitigation Proceedings of the Workshop / expert meeting". AIDI.
Casale, R., Pedroli, B., Samuels, P. (1997) "River Basin Modelling Management and Flood Mitigation-Concerted Action". European Commission Proceedings of the First Workshop Delft.
Cazorzi, F. (1996). "Watersled Oriented Digital Terrain Model. User's Manual". Department of Land and Agro-forest Environment U. de Padova, Italia.
Cazorzi, F., G.Dalla Fontana, S.Fattorelli. (1992). "GIS capabilities in hydrological studies". U. de Padova. Dept of Land and Forest Environments, Water Resources División www.tesaf.unipdit.
Celemin, A. (1984) "Meteorología práctica". Edición del autor.
Chambouleyron,J. (2005) " Riego y Drenaje" Edición de la U.N. de Cuyo Argentina
Charniat, S. and Delleur, J.W. (1993). "Integrated a physically based hydrological model with GRASS. Hydro GIS 93 (IAHS publication nº 211 pp. 143-150. Wallingford, CT: International Association of Hydrological Sciences.
Cho, H.R. (1985) "Stochastic Dynamic of Precipitation: An Example". Water Resources Research, Vol. 21 (8), pp. 1225-1232.
Chow, V. T. (1962) "Hydrologic Determination of Waterways Areas for the Design of Drainage Structure in Small Drainage Basins"-University of Illinois. Bulletin No. 462.
Chow, V.T. (1951). "A general formula for hydrologic frequency analysis". Trans. Am. Geophysical Union. Vol. 32 nº 2 pp. 31-237.
Chow, V.T. (1954). "The log-probability law and its engineering applications". Proc. Am. Soc of Civil Eng. Vol. 80 nº 536 pp. 1-25.
Chow, V.T. (1959) "Open channel hydraulics". Mc Graw Hill.
Chow, V.T. (1962) "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins". University of Illinois Bulletin, No. 462.
Chow, V.T. (ed.) (1964) "Handbook of applied hydrology". Mc Graw-Hill.
Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L. (1994) "Hidrología Aplicada". Mc Graw-Hill.
Chu, S.C., Bowers, C.E. (1977) "Computer Programs in Water Resources". Water Resources Research Center University of Minnesota, WRRC Bulletin No. 97.
Civil Engineering (1995) " Flood Control doesn`t have to be Ugly" Deborah Foley ASCE Civil Eng. Magazine November 1995
Clark, C.O. (1945). "Storage and the Unit Hydrograph". Transactions, paper 2261 ASCE Vol 110 pp 1419-1446.
Corte, A., Espizua, L. (1981) "Inventario de Glaciares de la Cuenca del Río Mendoza". CONICET, Mendoza.
Corps of Engineers (1994) " Flood Runoff Análisis" Engineering Manual 1110-2 1417 Washington DC Is an updated and consolidated version of previous versions
Costa, J. (1985) "Floods From Dam Failures". U.S. Geological Survey, Denver, Colorado. USA.
Costa, J.E., Schuster, R. L. (1988) "The Formation and Failure of Natural Dams". Geological Society of America, Bulletin Vol. 100 (7),p. 1054-1068.

Crawford, N.H. and Linsley, R. K. (1966). "Digital Simulation in Hydrology". Stanford Watershed Model IV. Tech Report nº 39. Dept. of Civil Eng. Standford University.
Croley II T. (2003) "Weighted-Climate Parametric Hydrologic Forecasting". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 8 (4), pp. 171-180.
Croley II, T. (2000) "Using meteorology probability forecasts in operational hydrology". ASCE Press .
Cunge, J.A. (1969). "On the subject of a flood propagation method" (Muskingum Method) Journal of Hydraulics Research. Int. Association of Hydraulics Research Vol.7 nº 2 pp. 205-230.
Cunnane, C. (1988) "Method and Merits of Regional Flood Frequency Analysis". Journal of Hydrology, No. 100, pp. 269-290.
Curtis, D. (1994) "The Cost of Flood Warning Systems". Conference of the Southwestern Association of Alert Systems, Texas.
Curtis, D. (1995) "Economic Design of Rainfall Estimation for Automated Flood Warning Systems". First National Conference of the National Hydrologic Warning Council Baltimore.
D'Aleo, J., Torrence, L., Curtis, D. (1999) "A New Generation of Rainfall Measurement for Flood Forecasting". NHWC. Baltimore.
Dalrymple, T. (1960) "Flood-Frequency Analyses". U.S. Geological Survey Manual of Hydrology Part 3: Flood-Flow Technique, Paper No. 1543A.
Dalrymple,T. and Benson,M. (1967) " Measurement of Peak Discharge by the Slope-Area Method" U.S.Geological Suirvey. Chapter A2 Book 3
Daly, S., Peters, J. (1979) "Determining Peak-Discharge Frequencies in an Urbanizing Watershed: A case Study". U.S. Army Corps of Engineers, Technical Paper No. 64.
Darcy,H. (1856) "Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon » Victor Dalmont, Editeur. Paris
Davis, C.V., Sorensen, K.E. (ed) (1969) "Handbook of Applied Hydraulics". Mc Graw-Hill.
Davis, D. (1974) "Storm Drainage and Urban Region Flood Control Planning". HEC, Technical Paper No. 40.
Davis, D. (1974)"Optimal Sizing of Urban Flood Control Systems". HEC, Technical Paper No. 42.
De Wiest, R. (1965) "Geohydrology". John Wiley & Sons.
Della L., D., Fattorelli, S., Provasi, S. (1976) "Determinazione delle zone omogenee per le piogge intense nel Trentino". Memorie del Museo Tridentino di Scienze Naturali, Vol. 21 (2), pp. 7-41.
Dillaba, T., Heatwole, C., Bennett M., Mostaghini, S., Shanholz, V., Ross, B. (1988). "Water quality modeling for non-point source pollution control planning: nutrient transport prepared to the Virginia Division of Soil and Water Conservation. Report nº Sw-88-02, Dept of Ag. Eng. Virginia Polytechnic Institute and State University Blackburg, VA.
Dingman, S.L. (2002) "Physical Hydrology". Prentice Hall.
Eagleson, P. (1970) "Dynamic hydrology". Mc Graw-Hill.
Einstein, H.A. (1950) "The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flow". Soil Conservation Service, Technical Bulletin No. 1026.
Espizua, L. (1986) "Fluctuations of the Río del Plomo Glaciers". Geografiska Annales, 68A-4.
Espizua, L., Bengochea, J. (1990) "Surge of Grande del Nevado Glacier (Mendoza-Argentina) in 1984: Its Evolution Through Satellite Images". Geografiska Annales, No. 72A-3-4.
Evarsa (1994,1995,1997 y 2004) "Estadística Hidrológica de la República Argentina" Edición del 2004 en CD
Farmer, E., Fletcher, J. (1972) "Rainfall Intensity-Duration-Frequency Relations for the Wasatch mountains of Northen Utah". Water Resources Research, Vol.8 (1), pp. 266-271.
Farquharson, F.A.K., Meigh, J.R., Suteliffe, J.V. (1992) "Regional Flood Frequency Analysis in

Arid and Semi-arid Areas". Journal of Hydrology, No. 138, pp. 487-501.
Fattorelli, S., Borga, M., Da Ros, D. (1997) "An Integrated Distributed Hydrologic Hydraulic Model for Flood Forecasting". University of Padova -Beta Studio.
Fattorelli, S., Borga, M., Moore, R. (1995) "Storms, Floods and Radar Hydrology". Hydrogeological Hazards in the European Union 1st Review Meeting. Brussels.
Fattorelli, S., Casale, R.; Borga M., Da Ros, D. (1995) "Integrating radar and remote sensing techniques of rainfall estimation in hydrologic applications for flood hazard mitigation European Commission". AIDI.
Fattorelli, S., Dalla Fontana. G., Da Ros, D. (1999) "Flood Hazard Assessment and Mitigation". University of Padova.
Fattorelli, S., Nardin, D., Fernández, P. (1985) "Estudio de la Factibilidad de la Corrección de la Cuenca del Divisadero Largo-Mendoza-Argentina". IILA, INCYTH Rome
Fattorelli. S.(2003) "Lezione- Master in Difesa e Manutenzione del Territorio"
Fattorelli S., E Frank, A. Goio (2004) " Formulazione e validazione di una metodología per il calcolo previsionale dei danni da esondazione" XXIX Convegno di Bonifica Riviera Berica. Berica, Italia.
Fattorelli,S.;E.Frank (2005) " A distributed technique for flood damage assessment using GIS and a 2D hydraulic model" . En Brebbia, C.A. and Antunes do Carmo, J.S. (Eds) River Basin Management III, WIT Press, Southampton (UK) pp. 433-442
Fattorelli, S. (2005). La experiencia italiana en la prevención y mitigación de riesgos de inundaciones. Cambio Climático en Venezuela: Nuevos retos y riesgos asociados, la experiencia italiana. Caratas 21 y 21 de Junio de 2005.
Fattorelli, S., A Boccato, E. Frank, P. Fernández y M. M.. Montoya (2008). Medidas estructurales de defensa contra las inundaciones: lagunas de laminación. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Cartagena de Indias, Colombia, Septiembre de 2008.
Feldman, A. (1979) "Flood Hydrograph and Peak Flow Frequency Analysis". HEC, Technical Paper No. 62.
Fema (2008) www. fema.gov
Fernández, B., Salas, J. (1999) "Return period and Risk of Hydrologic Events I Mathematical Formulation". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 4(4), pp. 297-307.
Fernández, P. (1965) "Nomograma para el Cálculo de la Radiación Teórica recibida por cm^2 de Superficie Horizontal y por día al borde de la atmósfera para el Hemisferio Sur". Facultad de Ciencias Agrarias, Universidad de Cuyo, pp. 3-14.
Fernández, P. (1978) "Revisión de Hidrológía Determinística". UBA, Escuela de Ingeniería Hidráulica. Buenos Aires.
Fernández, P. (1987). "La Hidrología en tiempo real". Revista Ciencia y Tecnología del Agua. Volumen 1 nº3. Buenos Aires.
Fernández, P. (1993). "Aplicación del Modelo HEC-1", en Curso de Técnicas Modernas de Predicción en Hidrología. INCyTH-Beta Studio-AIDI.
Fernández, P. (1997) "Regional Analysis of Convective Storm Determined with a Dense ALERT Network". Second National Conference of the National Hydrologic Warning Council. St. Louis, Missouri.
Fernández, P. y L. Fornero. (1997). "Un procedimiento para relleno y generación de series de

tiempo de temperatura en las cuencas de los ríos Neuquen y Limay (Argentina)". 7º Conferencia Internacional sobre Gestión de Lagos. "Lacar 97".
Fernández, P., Amorocho, J., Roby, H., Maza, J., Foriero, L. (1983) "Planning Installation and Operation of an Event-reporting Data System in an Arid Zone of Argentina". Technical Conference on Mitigation of Natural Hazards through Real Time Data Collection System and Hydrological Forecasting. W.M. NOAA. Sacramento.
Fernández, P., Fattorelli, S. (2003) "A QPF Method for Mendoza City Alert System". 2003 Conference of Flood Warning Systems. Dallas.
Fernández, P., Fattorelli, S. (2005) "Un método Termodinámico para el Pronóstico Cuantitativo de la Precipitación Convectiva para el Alerta del Gran Mendoza". XX Congreso Nacional del Agua. Mendoza.
Fernández, P., Fattorelli, S., Rodriguez, S., Fornero, L. (1999) "Regional Analysis of Convective Storms". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 4 (4), pp. 317-325.
Fernández, P., Fernández, J., Fornero, L., Ciancaglini, N., Maza, J., Delgado, S. (1978) "Estudio de las cuencas aluvionales de Jujuy y ecuaciones generalizadas para el diseño de estructuras viales". INC y TH.
Fernández, P., Fernández, J.M., Roby, H., Maza, J. (1983) "Implementación de una red hidrometeorológica telemétrica para el Oeste del Gran Mendoza". XI Congreso Nacional del Agua. Córdoba.
Fernández, P., Fornero, L., Coccato, M., Longhini, L. (1994) "Applicazione del Modello di Simulazione Idrológica Continua-Wadin-RT all'Alto Bacino dell Adige". AIDI.
Fernández, P., Fornero, L., Maza, J., Rollán, R., Yánez, H. (1985) "Hidrológía del río Mendoza. simulación matemática de las hipótesis de rotura del dique natural formado por el glaciar Grande del Nevado del Plomo". INC y TH, Centro Regional Andino.
Fernández, P., Fornero, L., Maza, J., Rollán, R., Yánez, H. (1986) "Dimensionado e implementación de un sistema de alerta hidrológica para las crecientes producidas por la rotura de un glaciar en el río Mendoza (Argentina)". XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. San Pablo.
Fernández, P., Fornero, L., Maza, J., Yánez H., (1991) "Simulation of flood waves from outburst of glaciers-dammed lake". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117 (1), pp. 42–53.
Fernández, P., Fornero, L., Rodríguez, S. (1999) "Sistemas hidrometeorológicos en tiempo real, lluvias, tormentas y alerta hidrológica de Mendoza". Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria.nº 27 Buenos Aires.
Fernández, P., Fornero, L., Rodríguez, S. (2001) "Modelling of a Large and Complex Basin with HEC-1". World Water &Environmental Resources Congress ASCE. Orlando.
Fernández, P., Fornero, L., Rodríguez, S., Tarántola D., Tripodi, D. (2001) "Standard Project Storm for Mendoza (Argentina). Determined by a Dense Hydrometeorologic Telemetric Network". International R&D Conference Water & Energy Central Board of Irrigation and Power. New Delhi.
Fernández, P., Maza, J., Roby, O., Fornero, L. (1990) "A Hydrometeorological Telemetric Network for Hydrologic Research Studies in Mendoza (Argentina)". Proceeding International Symposium on Remote Sensing and Water Resources. Netherlands.
Fernández, P., Maza, J., Vargas, A. (1994) "Prediction of Floods From a Mountain River with ºGlacierized and Snow Covered Areas". 2nd International Conference on River Floods Hydraulics, York. John Willy & Sons.
Fernández, P., Roby, H., Fornero, L., Maza, J. (1984) "Telemetering Hydrometeorological Network

in Mendoza-Argentina. One year of Experiments and Research World Meteorological Organization, Microprocessors in Operational Hydrology". Ginebra.
Fernández, P., Rodríguez, S., Fornero, L. (1999) "Estudio de la crecida máxima probable para el río Limay". INA.
Fernández, P., Rodríguez, S., Fornero, L. (2002) "Análisis del Comportamiento de Celdas Convectivas y su Aplicación al Diseño Hidrológico". Congreso Nacional del Agua. Córdoba.
Fernández, P., Segerer, C., Fernández, J., Fornero, L. (1976) "Estimación de los escurrimientos medios anuales y mensuales de una cuenca montañosa de régimen pluvial con carencia de datos en San Luis-Argentina". INC y TH.
Fernández, P., Vargas, A., Maza, J., Fornero, L. (1994) "Estudio de Campos de Tormentas Convectivas como Productoras de los Aluviones del Oeste del Gran Mendoza". XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Santiago de Chile. IAHR.
Fernandez,P.; S. Fattorelli; L. Fornero (2008) " Caracterización de Tormentas Productoras de Aluviones para la Calibración de un Modelo de Tormenta. XXXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica Cartagena de Indias, Colombia
Fernandez,P., S. Fatorrelli (2009) " Use of Radar and ALERT Data for the Characterization of Convective Cells for the Calibration of a Storm Model" National Hydrlogic Warning Council 8ª Bienal Conference and Exposition Vail, Colorado USA
Fill, H.D., Steiner, A.A. (2003) "Estimating instantaneous peak flow from mean daily flow data". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 8 (6), pp. 365-369
Fleming, M., Neary, V.S. (2004) "Continuous Hydrologic Modelling Study with the Hydrologic Modeling System". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 9 (3), pp. 175-183.
Fogel, M., Duckstein, L. (1969) "Point Rainfall Frequencies in Convective Storm". Water Resources Research, Vol. 5(6), pp. 1229-1237.
Ford, D., Morris, E.C., Feldman, A.D. (1980) "Corps of Engineers Experience with automatic calibration of a precipitation-runoff model". HEC, Technical Paper No. 70.
Fouga, J. (1989) "Rotura de Presas". Jornadas sobre Seguridad de Obras Hidráulicas y Aspectos Vinculados con la Protección Civil en Regiones de la Provincia de Mendoza.
Fread, D.L. (1982). "Flood Routing: A Sinopsis of Past, Present and Future Capabilities". Rainfall-Runoff Relationships Proceeding of the International Symposium on Rainfall-Runoff Modeling-Mississippi State Univ.
Fread, D.L. (1984) "The NWS Dam-break Flood Forecasting Model users Manual, DAMBRK." U.S. Army Corps of Engineers.
Fread, D.L. (1988) "The NWS DAMBRK Model". NWS-NOAA. Silver Spring. Maryland. USA.
Fread, D.L. (1990,1991,1993). "The NWS DAMBRK Model". Silver Spring. Maryland.
Fred, D.L., Lewis, J. (1996) "The NWS Floodwave Model-Users Guide". NOAA/NWS office of Hydrology Silver Spring.
Fredrich, J. (1975) "Hydrologic Frequency Analysis". HEC. U.S. Corps of Engineers IHD 0300.
Froehlich, D.C. (1995) "Intermediate-Duration-Rainfall Intensity Equations". Journal of Hydraulic. Division, Vol. 121 (10), pp. 751-756.
Gardner, W.R.(1958) Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table Soil Science 85 228-232
Garros-Berthet, H. (1994) "Station-year Approach: Tool for estimation of design floods". ASCE, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 12 (29), pp. 135-160.
Garros-Berthet, H. (1995) "Preliminary PMP and PMF computation using bounded distributions". ICOLD - Crans Montana Symposium. Suiza.

Georgakakos, K.P. (1986) "A generalized Stochastic Hydrometeorological model for Flood and Flash, flood Forecasting part I-Formulation". Water Resources Research, Vol. 22(13), pp. 2083-2095.
Georgakakos, K.P. (1991) "Weather Radar for Flow Forecasting Water Management and Hydrological Design". International Workshop on Advances in Radar Hydrology". Lisboa.
González, J., Valdes, J.B. (2003) "Bivariate Drought Recurrence Análysis Using Tree Ring Reconstructions". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 8 (5), pp. 247-258.
Grace, R.A., Eagleson, P.S. (1967) "A model for Generating Synthetic Sequences of Short-time-interval Rainfall Depths". Proceedings International Hydrology Symposium Fort Collins, pp. 268-276.
Grassi, C. (1976). "Apuntes de Hidrología Agrícola". F.C.Agrarias, U.N. de Cuyo.
Gray, D.M. (Editor). (1973). "Handbook on the Principles of Hydrology". Water Information Center, Inc. New York.
Gruntfest E., Huber, C. (1999) "Toward a comprehensive National Assessment of Flash flooding in the United States". Cooperative Institute for Research in the Atmosphere. Fort Collins.
Gunaratnam, D.J., Perkins, F.E. (1970) "Numerical Solution of Unsteady flows in Open Channels". Hydrodynamic Laboratory, Report No. 127, MIT PB 196159, USA.
Guo, Y. (2001) "Hydrologic Design of Urban Flood Control Detection Ponds". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 6 (6), pp. 472-479.
Haan, C.T.; Barfield B.J., Hayes, J. C. (1994) "Design Hydrology and Sedimentology for Small Catchments". Academic Press.
Haestad Methods (2003) "FLOW MASTER", Open channel, Pressure Pipe, and Inlet Design software. In: www.haestad.com
Haestad Methods (2003) "Pond Packs" Detection Pond Design &Urban Hydrology Model. In: www.haestad.com
Haestad Methods (2003) "Storm CAD" Storm Sewer Modeling Software. In: www.haetad.com
Hansen, E.M., Schreiner, L.C., Miller, J.T. (1982) "Application of probable maximum precipitation estimates United States East of 1 05th Meridian". NOAA, Hydrometeorological Report No. 52.
Hawkins, R.H., R. Jiang, and D.E.Woodward. (2001). "Investigation of the Initial Abstraction Ratio in the Curve Number Method". Presentation at American Institute of Hydrology Annual Meeting Minneapolis MN, October 2001. [Power Point]
HEC (1982) " Mixed Population Frequency Analysis " HEC Training Document nº 17
HEC (1970) "Proceedings of a Seminar on Urban Hydrology". US. Army Corp of Engineers.
HEC (1970) "Urban Hydrology" Proceedings of a Seminar, Davis, California.
HEC (1971) "Requirements and General Proceedings". IHD. Vol. 1.
HEC (1973) Hydrograph Analysis". IHD Vol. 4.
HEC (1975) "Hydrologic Frequency Analysis". IHD Vol. 3.
HEC (1975) "Hypothetical Floods" IHD Vol. 5.
HEC (1975) "Reservoir Yield". IHD Vol. 8.
HEC (1976) "Flood Control by Reservoirs". IHD Vol. 7.
HEC (1977) "Flood Control System Component Optimization". HEC-1 Capability, Training Document No.9.
HEC (1978) "Flood Hydrograph Package (HEC-1) User's Manual for Dam Safety Investigations"-
HEC (1980) "Hydropower Analysis Using Stream flow Duration Procedures" User's Manual.
HEC (1980) U.S. Army Corps of Engineers"Walnut Creek Expanded Flood Plain Information

Study" City of Austin and Travis County- Texas General Report Fort Worth District USA
HEC (1982) "Hydrologic analysis of ungaged watersheds using HEC-1". Training Document No. 15.
HEC (1984) "The NWS DAM-BREAK, Flood Forecasting Model-Users Manual". HEC, Water Resources Support Center.
HEC (1992) "Guidelines for the Calibration and Application of computer Program HEC-6", HEC-Training. Document No. 13.
HEC (1995) " Mod Clark Modified Clark Runoff Simulation. User`s Manual
HEC (1996) " A Pilot Application of Weather Radar. Based Runoff Forecasting Salt River Basin MO PR- 31
HEC (2008). "HEC-RAS River Analysis System. Users Manual". Version 4.01 HEC CPD-70
HEC (2009) "Hydrologic Modeling System HEC-HMS". User's Manual Version 4.0 CPD-74A.
HEC-1(1998) "Flood Hydrograph Package-Users Manual" U.S. Army Corps of Engineers. CDP – 1A version 4.1
HEC-Geo HMS. (2009). "Geospatial Hydrologic Modeling extensión 4.2.92"
HEC-Geo RAS (2006) version 4.1.1
Henderson F. (1966) "Open channel flow". Macmillan Company.
Henz, J. (1997) "Operationally Predictable Updraft Characteristics of Heavy Precipitation Producing Thunderstorms". NHWC Conference. San Diego.
Herschy, R.W., Fairbridge, R.W. (eds.) (1998) "Encyclopedia of hydrology and water resources". Klumer Academic Publishers.
Holtan, H., , Stitner,G. Henson,W. and Lopez, N. (1975) " USDAHL-74 Revised Model of Watershed Hydrology" Technical Bulletin nº 1518 Agricultural Research Service USDA Washington D.C.
Houghton.,J.(1978). "Birth of a Parent: The Wakeby Distribution for Modeling Flood Flows" Water Resources Research Vol.14 nº6 pp.1105-1109.
Huber, W., Heaney, J. (1977) "Urban Rainfall-Runoff-Quality Data Base". EPA.
Huber, W., Heaney, J., Mix, S., Dickinson, R. y Polmann, D. (1981) "Storm Water Management Model". User's Manual Versión III. U.S. Environmental Protection Agency (EPA).
Huff, F.A. (1967) "Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms". Water Resources Research, Vol. 3 (4), pp. 1007-1019.
Huff, F.A. (1970) "Spatial Distribution of Rainfall Rates". Water Resources Research, Vol. 6 (1), pp. 254-260.
IHMS. (1994). "Integrated Hydrological Model System" Swedish Meteorological and Hydrological Institute , Norrköping, Sweden.
INA-ORSEP (2002) Estudio de la PMP en la cuenca del Río Limay (Argentina) Documento Interno
INCYTH- S R H - Gob del Neuquén(1976) "Cuencas Aluvionales de la Pcia. del Neuquén edicion en pdf en www. INA.gov .ar
Institution of Civil Engineers (1996) "Floods and Reservoir Safety". Thomas Telford Publications. London.
International Comission on Large Dams. (1973). Internal report
International Hydrological Services (1987) "State of the art Automated Real time Environmental Monitoring for Natural Hazard Mitigation". Sacramento.

Jansen, R. (1980). “Dams and Public Safety”. U.S. Department of Interior-Bureau of Reclamation. 332p.
Jarret, R. (1984) “Hydraulics of High-Gradient Streams”. Journal of Hydraulics Engineering, Vol. 110 (11), pp. 1519-1539.
Jarret, R. (1990) “Hydrologic and Hydraulic Research in Mountain Rivers”. Water Resources Bulletin, Vol. 26 (3), pp. 419-429.
Jenkinson, A.F. (1955). “The frequency distribution of the annual maximum for minimum values of meteorological elements Quart. Jour. Roy. Met. Soc. Vol.81 pp.158-171.
Kendall, M., Stuart, A. (1968,1969) “The Advanced Theory of Statistics”. 3era Edición. Charles Griffin & Co.
Kenneth,N. Brooks, P. Ffolliot, H. Gregersen, J. Thames “Hydrology and the Management of Watersheds” Iowa State Univ. Press/Ames
King, H.V. y Brater, E.E. (1962). “Manual de Hidraúlica, UTEHA, México.
King, W. (1934) “El aluvión del río Mendoza en Enero de 1934”. Conferencia en el Centro Nacional de Ingeniería. Buenos Aires.
King, W. (1935) “Observaciones adicionales sobre la obstrucción en el valle del río Plomo recogida en febrero de 1935”. Conferencia en el Centro Nacional de Ingenieros. Buenos Aires.
Kirpich, Z. (1940). “Time of concentration of small agricultured watersheds”. Civil-Eng. (N.Y.) Vol.10 nº 6 p.362.
Klazura, G., Kelly, S. (1995) “A comparison of high Resolution Rainfall Accumulation Estimates from the WSR-88D Precipitation Algorithm with Raingage Data”. 27th Conference on Radar Meteorology Vail, Colorado.
Knox, J. (1960) “Procedures for estimating maximum possible precipitation”. State of California. Department of Water Resources Bulletin, No. 88.
Koussis, A.D., Lagouvardos, K., Mazi, K., Kotroni, V., Sitzmann, D., Lang, J., Zaiss, H., Buzzi, A., Malguzzi, P. (2003) “Flood Forecasts for Urban Basin with Integrated Hydro-Meteorological Model”. Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 8 (1), pp. 1-11.
Koutsoyiannis, D., Kozonis, D., Manetas, A. (1998) “A Mathematical Frame work for Studying Rainfall Intensity-Duration-Frequency Relation ships”. Journal of Hydrology, No. 206, pp. 118-135.
Kouwen, N., Garland, G. (1989) “Resolution considerations in using Radar Rainfall Data for Flood Forecasting”. Canadian Journal Civil Engineering, No. 16, pp. 279-289.
Krauss, T. (ed). (1999) “Mendoza Hail Suppression Project”. Weather Modification Inc. (WMI). Ministerio de Economía, Gobierno de Mendoza.
Krauss, T.W. (ed.) (1999) “Mendoza Hail Suppression Project-Operations Manual”. WMI-Gobierno de Mendoza.
Kreyszic, E. (1964) “Advanced Engineering Mathematics”. John Willey & Sons.
Kuichling, E. (1889). “The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts”. Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs. 20, January pp. 1-56. Lawrence and DigmanDiscussion 57-60.
Kull, D., Feldman, A. (1998) “Evolution of Clark’s Unitgraph Method to spatially Distributed Runoff”. Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 3 (1), pp. 9-19.
Langbein, W. (1949). “Annual flood and the partials-duration series”. Am. Geophys. Union Trans. V 30p. 879-881
Laurence and Dingman (1994) “Physical Hydrology” Prentice Hall
Leavesley, G.H. (1973). “A Mountain Watershed Simulation Model: Fort Collins Colorado”.

Colorado State Univ. PhD dissertation.
Leavesley, G.H., Lichty, R., Troutman, B., and Saindou, L. (1983). “Precipitation Runoff Modeling System, User’s Manual”. U.S.Geological Survey Water Resources Investigator Report 133-4238.
Lebel, T., Bastin, G., Obled, C., Creutin J.D. (1987). “On the accuracy or areal rainfall estimation: a case study”. Water Resources Research 23 (11) pp. 2123-2134.
Levi, E. (1995) “The science of water”. ASCE Press.
Linsley, R.K., Franzini, J. (1964) “Water resources engineering”. McGraw-Hill.
Linsley, R.K., Kohler, M.A., Paulhus, J.L.H. (1975,1982) “Hydrology for engineers”. McGraw-Hill.
Llamas, J. (1997) “Planificación y Diseño de Redes Meteorológicas e Hidrométricas”. Universidad Católica de Salvador.
Lloyd-Davies, D.E. (1905). “The elimination of storm water from sewerage systems”. Min. Proc. Intn.civ. Engrs, 164 (2) pp.41-67.
Loague, K. and Freeze, R. (1985). “A comparison of Rainfall-Runoff Modeling Techniques on Small Upland Catchments”. Water Resources Research 21 (2) pp. 229-248.
Lombardi, G. (1988) “Analyse Frèquentielle des Crues Distributions Bornèes”. Comission Internationale des Grands Barrages. San Francisco.
Maddox, R.A., Chappell, C.F., Howit, L.R. (1979) “Synoptic and Meso-scale Aspects of Flash floods Events”. Bulletin American Meteorological Society, No. 60, pp. 115-123.
Maddox, R.A., Hoxit, L.R., Chappell, C.F., Caracena, F. (1977) “Identifying Meteorological Potential for Flash Floods Along the Cast-slopes of Rocky Mountains”. Proceeding Tenth Conference on Severe Local Storms. American Meteorological Society. Omaha, pp. 364-372.
Maidment, D.R., (ed). (1993) “Handbook of Hydrology”. Mc Graw-Hill.
Main ,R. and C. Larson (1973) “ Modelling infiltration during steady rain” Water Resources Research, Vol 9 nº2 pp 381-394
Maione, U, V.Roboni (2002)”Le casse di espansione” La difesa idraulica delle aree urbane, Atti del corso di aggiornamento 1-5 ottobre 2001, Politecnico di Milano Editoriale BIOS, Cosenza
Martinec, J., Rango, A. and Roberts, R. (1994). “Snowmelt Runoff Model (SRM) User’s Manual”. Department of Geography University of Bern.P29
Mauriño, M.F. (2004) “Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships: Applicability in Different Climate Regions of Argentina”. Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 9 (4), pp.269-274.
Maza, J. (1986) “Apuntes de Hidrológía Urbana”. INC y TH.
Maza, J., Fornero, L., Lutwin, C., Fernández, P. (1993) “Modelo de lluvia-caudal”. ARHymo. INC y TH-CRA.
Maza, J., Fornero, L., Lutwin, C., Fernández, P. (2003) “Modelo ARHYMO”. INA-CRA, Argentina.
McCarthy G. (1938). The Unit Hydrograph and Flood Routing, Presented at Conf. North Atl. Div. U.S.Corps of Eng.
McCuen, R. (1998) “Hydrologic Analysis and Design”. 2ed. Prentice Hall.
Medina, L., Moyano, M. (1975) “Estudio piloto de lluvias intensas en la República Argentina”. INC y TH. Buenos Aires.
Menenti, M. Editor. (1988). “Mecanismos de Aprovechamiento Hídrico en la Región Andina”. INCyTH-CELA. Mendoza (Argentina).
MEyOSP (1997) “ Red Básica Nacional de Información Hídrica Dirección Nacional de Gestión de

los Rec. Hídricos Secretaría de O.y Servicios Públicos Buenos Aires
Michaud J., Sorooshian, S. (1994) "Effect of Rainfall-Sampling Errors on Simulation of Desert Flash-Floods". Water Resources Research, Vol. 39 (10), pp. 2765-2775.
Milligan, C. (1969) "Apuntes de conferencias sobre hidrológía". Cidiat, Mérida,Venezuela. Documento No. 69.
Monai, M., Pesei, A., Trolese, A. (1994) "Applications of advanced techniques at Monte Grande". Weather Radar, Regione del Veneto Centro Sperimentale per l'Idrologia e la Meteorología. Padova.
Morris, E. (1982) "Mixed population frequency analysis". HEC, Training Document No. 17.
Mulders ,C., Leguizamon, S ., Menenti, M., Fornero, L. (1990) " Derivation of CN Values by a Combination of Remote Sensing and Field Data for Divisadero Largo Catchment, Mendoza, Argentina", WSC Wageningen.
Mulvaney, T. (1850). "On the use of self registering rain and flood gauges in making observations of the relation of rainfall and flood discharges in a given catchments". Trans. Instn civ. Engrs Ire 4(2) 18.
Naghavi, B., Fong, X.Y. (1995) "Regional frequency analysis of extreme precipitation in Louisiana". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 12(11), pp. 819-827.
Nash, J.E. (1957) " The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph" International Association of Scientific Hydrology Assemblèe Genèrale de Toronto Tomo III pp 114-121
Neary, V.S., Habib, E., Fleming, M. (2004) "Hydrologic Modeling with NexRAD Precipitation in Middle Tennessee". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 9 (5), pp.339-349.
NEH (National Engineering Handbook) 1972 Section 4 Hydrology Chapter 16 Hydrographs by Dean Snider
Nemec, J. (1985) "Hydrological Forecasting Teaching" Text IHE Delft, Netherlands.
Nemec, J. (1985) "Planification et Operation des Systemes de Prevision Hydrologique en Temps Real, Teaching" Text IHE. Delft.
Nils, R., Treggve, T., Kjell, M., Marit, L. (1992) "New procedures for Flood Estimation in Norway". International Symposium on Dams and Extreme Floods International Commission on Large DAMS. Granada.
NOAA, (1976). "Catchment modeling and initial parameter modeling for the N.W.Service forecast System. NOAA technical memorandum NWS Hidro 31. Washington DC, 26p.
OMM (1982) "Guía de Prácticas Hidrometeorológicas". 2da Edición. WMO No. 168 TP 82.
ORSEP – INA (2002) " Determinación de la Crecida Máxima Probable para el Río Limay"
Pani, E., Haragan, D. (1985) "Storm characteristics of Convective-Scale Precipitation". Water Resources Bulletin, Vol. 21 (3), pp. 393-405.
Phillip, J. R. (1969). "Theory of Infiltration" en Advances in Hydroscience, ed. V.T.Chow Vol.5 pp. 215-296.
Phillip, J.R. (1957). "Theory of Infiltration: 1. The Infiltration Equation and its Solution". Soil Sci. Vol. 83 Nº5 pp.345-357.
Pilgrim, D.H., Cordery, Y. (1975) "Rainfall Temporal Patterns for Design Floods". Journal of the Hydraulic, Division Vol. 101, No. Hy 1, pp. 81-95.
Pilgrim,D.H. , Chapman,T.C. and Doran G.C. (1988) " Problem of Rainfall –Runoff Modelling in an Arid and Semiarid Regions" Hydrological Science Journal 33 (4) pp 374-400
Pipes, L. (1958) "Applied Mathematics for Engineers and Physicists". McGraw-Hill.
Ponce, V. (1996) "Engineering Hydrology-Principles and Practices". Prentice Hall.
Ponce, V. M. (1983). "Development of Physically Based Coefficients for the Difussion Method of

Flood Routing" Final Report to the USDA S-C-S. Lenham, Md.
Ponce, V.M. and Yevjevich, V. (1978). "Muskingum-Cunge Method With Variable Parameters". Journal of Hydraulics Division, ASCE 104 (12) pp.1663-1667.
Ravichandran L. I. (2008) RUSLE2. Model application for soil erosion assessment using remote sensing and GIS. Water Resour Manage (22).
Razza, L. (1935) "El Glaciar del Nevado del Plomo". Revista Geográfica Americana. Año 3, No. 25. Buenos Aires.
Restrepo-Posada, P.J., Eagleson, P.S. (1982) "Identification of Independent Rainstorms". Journal of Hydrology, No. 55, pp. 303-319.
Ritchie, J. T. (1972). "A model for predicting evapotranspiration from a row crop with incomplete cover" Water Resources Research 8 (5) 1204-1213.
Road Research Laboratory. (1968). The Design of Urban Sewer Systems" by Watkins, L. Her Mejesty's stationery office, London.
Robinson, R.C. (2000) "Principles of Hydrology". McGraw-Hill.
Rodriguez-Iturbe, I., Mejía, J.M. (1974) "The design of rainfall networks in time and space". Water Resources Reserch. Vol. 10(4), pp. 713-728.
Roesner, L., Shubinski, R., Aldaich, J., Camp Dresses. & McKee Inc. (1981). "Storm Water Management Model". Addendum I EXTRAN. U. S. Environmental Proteccion Agency (EPA).
Rossi, F.M., Versace, P. (1984) "Two component extreme value distribution for flood frequency analysis". Water Resources Research, Vol. 20(7), pp. 847-856.
Rouse, H., Ince, S. (1963) "History of Hydraulics". Dover Publications.
Rowe, R. and Thomas (1942). "Comparative Hydrology to California Culverts Practice". California Highways and Public Works, Vol.20.
Sáenz, G. (1998) "Hidrología en la Ingeniería". Escuela Colombiana de Ingeniería.
Sariahmed, A., Kisiel, C.C. (1968) "Synthesis of Sequences of Summer Thunderstorm Volumes for the Atterbury Watershed in the Tucson area". Proceedings International Association of Hydrological Sciences Symposium. On use of Analog and Digital Computers in Hydrology, No. 2, pp. 439-447.
Satterlund, D., Adams, P. (1992) "Wildland Watershed Management". John Wiley & Sons.
Scofield, R. (1985) "Satellite Convective Categories Associated with Heavy Precipitation". Sixth Conference in Hydrometeorology: Boston, America Meteorological Society, pp.42-51.
Scofield, R., Oliver, V. (1977) "A scheme for estimating convective rainfall from satellite imagery". NOAA, Technical Memorandum NESS No. 86.
Searcy, J.; Hardison, C., Langbein, W. (1960) "Double-Mass Curves". U.S. Geological Survey-Water Supply Paper No. 1541 B.
Sears, F. (1959) "Fundamentos de Física". Aguilar.
Seoane, R., Chabasee, D. (1998) "Máximas Crecidas Históricas del Río Limay". INA.
Servicio Meteorológico Nacional Estadísticas Climatológicas (1992) Buenos Aires Argentina
Sevruk, B. (1982). "Method of correction for systematic error in point precipitation measure for operational use". WMO Operational Hydrology Report nº 21 WNO nº 589, 9pp.
Sherman,L.K. (1932) " Stream Flow from Rainfall by the Unit Graph Method" Eng. News Rec. Vol 108 pp 501-505
Sierra Misco, Inc., (1984) "Telemetry Instruments Real Time Event Reporting Systems "
Singh, V. and Woolhiser, D. (2002) "Mathematical Modeling of Watershed Hydrology". Journal of

Hydrologic Engineering, Vol. 7 (4), pp. 270-292.
Singh, V.P., Frevest, D.K. (2003) “Mathematical Models of Small Watershed Hydrology and Applications”. Water Resources Publications.
Singh, V.P., Frevest, D.K. (eds) (2002) “Mathematical Models of Large Watershed Hydrology”. Water Resources Publications.
SMI (1994) “IHMS – Integrated Hydrological Model Systems”. Swedish Meteorological and Hydrological Institute”.
Snider, Dean. (1972). “National Eng. Handbook (NEH)”. Section 4 Hydrology Chapter 16.
Snyder, F. (1938) “ Synthetic Unit-Graph “ Trans. Am. Geophys. Union Vol 19 pp 447-454
Sorooshian, S. (1984). “Evaluation of the NWS Soil Moisture Accorting Model for automated Flash Flood Forecasting in Small Arid an Semi-arid Watersheds”, Research Project Technical Report 37308. Univ of Arizona, Tucson, USA.
Spiegel, M.R. (1979) Manual de Formulas y Tablas Matemáticas Mc. Graw Hill
Stappung R.,and C.Ruff (2002) “Período de Retorno de Diseño de Sistemas de Aguas de Lluvias en Chile”. Seminario Gobierno de Chile.
Stedinger, J. (1983) “Estimating a regional flood frequency distribution”. Water Resources Research, Vol. 19(2), pp. 503-510.
Steward E.J. (1989) “Areal Reduction Factors for Design Storm Construction: Joint use of Raingauge and Radar Data”. Proceedings of Baltimore Symposium IAHS, Publication No. 181.
Stoker, J. (1965) “Water Waves” Interscience Publishers.
Storm, D.E.; Dillaha, T., Mostaghini, S., Shanholz, V. (1988). “Modelling phosphorus transport in surface runoff“ Trans. ASA 31, 117-127.
Strelkoff, T. (1969) “One Dimensional equation of Open Channel Flow”. Journal of Hydraulic Division, Vol. 95, No. Hy3, pp. 861-892.
Strelkoff, T. (1980) “Comparative Analysis of Flood Routing Methods”. HEC, Research Document No. 24.
Subsecretaría de Recursos Hídricos -Evarsa (1994, 1995,1997,2004) “Estadística Hidrológica de la República Argentina “ La edición 2004 es en CD.
Task Committee ASCE (1994) “Alternatives for Overtopping of Dams”. ASCE Press.
Terstriep, M., Stall, J.B. (1969) “Urban Runoff by Road Research Laboratory Method”. Journal of Hydraulic Division, Vol. 95 (Hy6), pp. 1809-1832.
Thompson, S. A: (1999) “Hydrology for Water Management”. A.A. Balkema.
Thorne, C. (1998) “Stream Reconnaissance Handbook”. John Wiley & Sons.
Todd, D. (1966) “Groundwater Hydrology”. John Wiley & Sons.
Tragsa y Tragsatec (1998). López Cadenas del Llano (Direcciòn y Coordinación). “Restauración Hidrológica Forestal de Cuencas y Control de la Erosión”. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid.
Tucci M., C.E. (1998) “Modelos Hidrológicos”. UFRGS & ABRH.
U.S. Army Corps of Engineers (1997) “Flood-Runoff Analysis”. Technical Engineering and Design Guides No. 19. ASCE Press.
U.S. Department of Commerce, NOAA, NWS. Federal Emergency Management Agency. (1997) “Watch Out – Storms Ahead”. National Hydrologic Warning Council Conference St. Louis.
U.S. Environmental Protection Agency (2004) “Storm Water Management Model” Version 5.
U.S.Army Corps of Engineers (U.SACE) (1956, 1998). “Snow Hydrology”. Portland, Oregon.
U.S: Army Corps of Engineers USACE ; (1975) “ SSARR Model Sreamflow Syntesis and Reservoir Regulation “

U.S.Geological Survey (1960). "Manual of Hydrology: Part.3 Flood Flow Techniques". Water-Supply paper 1543 A.
U;S. Geological Survey (2000) "Modelo MODFLOW"
USBR. (1987) "Design of Small Dams"
USDA Soil Conservation Service (1969). NEH Section 4 Hydrology. U.S.Dep Of Agric.
USWRC U.S. Water Resources Council (1982)"Guidelines for Determining Flood Flow Frequency " Bulletin nº 17 B
Varas, E., López, O. (1993) "Criterios de Regionalización". Apuntes de Ingeniería No. 48, 89, 99. Universidad Católica de Chile.
Varas,E. y M.Farias de Reyes (2000) " Estudios Comparativos de Relaciones Intensidad-Duración- Frecuencia" XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica
Vich,A.I. (1996) "Aguas continentales, formas y procesos" CELA, Mendoza Argentina
Waichler, S.R., Wigmosta, M.S. (2004) "Application of Hydrograph Shape and Channel Infiltration Models to an Arid Watershed". Journal of Hydrologic Engineering,Vol. 9, (5), pp. 433-439.
Walder, J., Costa, J. (1996) " Outburst floods from glacier-dammed lakes: the effect of mode of lake drainage on flood magnitude". Earth Surface Processes and Land Forms, Vol. 21(8), pp. 701–723.
Waldvogel, A., Federer, B., Grimm, P. (1979) "Criteria for the detection of hail cells". Journal of Applied Meteorology No. 25, pp. 1521-1525.
Wallis, J. (1965) "Multivariate statistical methods in hydrology-A comparison using data of known functional relationship". Water Resources Research, Vol. 1(4), 447-461.
Wang, B.H., Jarred, K., (1986) "Transformation of PMP to .PMF: Case Studies". Journal of Hydraulics, Vol. 112 (7), pp. 547-561.
Water Pollution Control Federation, WPCF (1969) "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewer". ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 37.
Watkins, L.H. (1951). "Surface water drainage –a review of past research". J. Instn. of munic. Engrs 78 (4) pp.301-320.
Watkins, L.H. (1968) "The Design of Urban Sewer Systems". Road Research Laboratory, Technical Paper No. 55.
Watts, F. J., Simons, D. B., Richardson, E.V. (1967) "Variation of α and β values in a Lined Open Channel". Journal of Hydraulics Division, Vol. 97, No. Hy6, pp. 217-234.
Watts, W.E., Lathem, K.W., Neill, C.R., Richards, T.L., Rousselle, J. (ed.) (1989) "Hydrology of floods in Canada: a guide to planning and design". National Research Council Canada.
Webb, R., Cermata, R., Feldman, A. (1980) "Determination of land use from satellite imagery for input to hydrologic models". HEC, Technical Paper No. 71.
Whipple, Jr, W. (1974) "Proceedings of a Research Conference on Urban Runoff Quantity & Quality". ASCE Press.
Williams, J. and R. Hann Jr. (1973) " HYMO: A Problem – Oriented Computer Language for Hydrologic Modelling" Ag. Res. Service U.S. Dept. of Agriculture ARS 5-9
Wilson, E.M. (1983) "Engineering Hydrology". Macmillan.
Wilson, W.T. (1941). "An Outline of the Thermodynamics of Snowmelt". Trans. AGW, pt I pp. 182-195.
Wilson, W.T. (1954). "Analysis of Winter precipitation observations in the Cooperative Snow Investigations". Mon. Wea. Rev. Vol. 82 nº 7, pp.183-195.
Winston, W. (1965). "A Comprensive Procedure for Evaluating Snow Ablation". Proceedings of the 22nd. Eastern Snow Conference Vol.10 Hanover, H.H. February 4-5.

Wischmeir, W. and D. Smith (1965) " Predicting Rainfall – Erosion Losses from Cropland East of the Rocky Mountains" U.S. Dep.. of Agriculture Handbook 282
Witeman, C., Allwine, K. (1986) "Extraterrestrial Solar Radiation en Inclined surfaces". Pacific Northwest Laboratory, Richland-Washington, pp. 1-6.
WMO (1981) " Guide to Hydrological Practices " Vol 1 Data Adquisition and Processing Report nº 168 4th Edition
WMO (1986) "Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation. 2da Edi WMO No. 332.
Wolook, D. M. (1995). "Effects of subbasin size on topography characteristics and simulated flow paths in Sleppers River watershed", Vermont, W.R. Research 31 pp. 1989-1997.
Woolhiser, D., Osburn, H. (1985) "A stochastic Model of Dimensionless Thunderstorm Rainfall". Water Resources Research, Vol. 21 (4), pp. 511-522.
WPCF, Manual of Practice nº 9 (1969). "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers". ASCE Manuals and Reports on Eng. Practice nº 37 p.332.
Wright, K., McLaughlin. (2001) "Urban Storm Drainage, Criteria Manual". Volume I and II. Denver Regional Council of Governments.
Wurbs, R.A. (1995) "Water Management Models: A Guide to Software". Water Management Models". Prentice Hall.
Yates, D., Warner, T.T., Brandes, E.A., Leavesley, G.H., Sun, J., Mueller, C.K. (2001) "Evaluation of Flash-Flood Discharge Forecasts in Complex Terrain Using Precipitation". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 6 (4), pp. 265-274.
Yevjevich, V. (1972) "Stochastic Processes in Hydrology". Water Resources Publications.
Yevrjevich, V. (1972) "Probability and Statistics in Hydrology". Water Resources Publications.
Young, C.B., McEnroe, B. M.(2003) "Sampling Adjustment Factors for Rainfall Recorded at Fixed Time Intervals". Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 8 (5), pp. 294-296.
Wischmeier, W. H., Smith, D.D. (1978) Predicting rainfall-erosion losses – A guide to conservations framing, US. Dept of Agriculture, Agr. Handbook, N 282.

CURRICULUM PROF. ING. SERGIO FATTORELLI

Graduado en Ingeniería Civil (orientación Hidráulica) en la Universidad de Padova, desde 1980 es Profesor Titular de Cátedra en la Facultad de Ciencias Forestales y Ambientales donde enseña *Manejo ambiental de cuencas hidrográficas*. Ha desarrollado varios encargos académicos y entre ellos: Presidente del Curso de Ciencias Forestales y Ambientales, Director del Curso de Maestría en Defensa y Manutención del Territorio, Delegado del Rector para las actividades y relaciones con los Países en vías de Desarrollo, Profesor visitante en las Universidades de Strathclyde (UK), Davis y Santa Barbara (USA), Mendoza (Argentina), Mérida (Venezuela).

Autor de más de 150 publicaciones concernientes a: ordenación de cuencas hidrográficas, identificación y mitigación de desastres hidrogeológicos, gestión de recursos hídricos, modelación hidrológica, monitoreo hidrometeorológico, manejo de cuencas hidrográficas.

Responsable de Unidades de Investigación en numerosos proyectos del Ministerio de la Universidad y del Consejo Nacional de Investigaciones, ha sido Coordinador nacional de varios Programas nacionales de investigación científica (PRIN) para el monitoreo de desastres hidrogeológico.

Responsable Científico de varios proyectos de la Dirección Investigación y Desarrollo de la Unión Europea (UE), con mira a la utilización del radar meteorológico en ámbito hidrológico y la implementación conjunta de modelos meteorológicos de previsión cuantitativa de lluvia y modelos hidrológicos de previsión de crecidas. Dichas investigaciones han determinado la realización, en Italia y en el exterior, de plataformas tecnológicas para el monitoreo en tiempo real de eventos hidrometeorológicos a través de la integración de sensores remotos con sensores tradicionales.

Ha desarrollados varios encargos de consultoría para **organismos internacionales y europeos** (IILA, FAO, UNESCO, BM, BID, UE,...) y entre ellos: Presidente del Grupo de trabajo FAO para la Ordenación de cuencas de montaña; Delegado Nacional del Programa *UE- International Cooperation*; Coordinador de programas ambientales del *Banco Interamericano de Desarrollo* (BID) en Colombia y en Argentina; Coordinador Científico del Estudio Regional de Riesgos Hidrogeológicos en el Noroeste Argentino en el ámbito del Programa de emergencia de inundaciones del *Banco Mundial* (BM); *miembro de misiones de asistencia técnica de la UE* en Paraguay para la redacción del Plan de manejo integral de la cuenca del río Pilcomayo y para la realización de un Centro de Monitoreo Ambiental, y en los Países de la Comunidad Andina para el proyecto "Asistencia para la prevención de desastres naturales".

Desde de 2006 es Presidente del Comité técnico científico de **Veneto Innovazione**, sociedad de la Región del Veneto para la promocción y desarrollo de la investigación aplicada y de la inovación tecnológica.

Desde más de 20 años es **Presidente de la sociedad de ingeniería BETA Studio s.r.l.**, constituida en el 1977, que suministra consultoría y servicios técnicos en el ámbito de la conservación del territorio y de la gestión de los recursos hídricos y ambientales, con acreditada experiencia nacional e internacional (www.betastudio.it).

Ha establecido consolidadas colaboraciones con numerosas regiones italianas y entidades europeas en los sectores de protección del territorio y gestión ambiental de cuencas hidrográficas para la aplicación de las Directivas Marco UE del Agua. Con base en su amplia experiencia científica y profesional, en el último decenio ha particularmente profundizado los aspectos *tecnológicos* (utilización de instrumentos avanzados para la teledetección LiDAR, y realización de mapas del territorio), y *financiarios* (project financing, acuerdos de programa) para la realización de intervenciones para la protección del territorio contra desastres naturales.

Es miembro de numerosas asociaciones científicas (AWRA, SCS, IUFRO, AII, AIA) y de importantes Academias internacionales.

CURRÍCULUM PROF. ING. PEDRO C. FERNÁNDEZ

Graduado en Ingeniería Agronómica en la Universidad Nacional de Cuyo (Mendoza-Argentina) y Master of Science in Engineering (Recursos Hídricos) en la Universidad de California (Estados Unidos).
Empezó su carrera docente en el área de Hidrología Agrícola de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de Cuyo. Luego de sus estudios de Posgrado en Davis (California) ingresó al Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur (Bahía Blanca-Argentina), donde ejerció como profesor asociado y profesor titular en el área de hidráulica de la citada universidad.

Actualmente es docente de posgrado en la materia Hidrología Superficial de la Maestría de Riego y Drenaje de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de Cuyo. Docente en la Maestría de Protección y Mantenimiento del Territorio en la Universidad de Pádova (Italia). Ingresó como investigador en el Instituto de Economía, Legislación y Administración del Agua del INCyTH y luego fué primer director y fundador del Centro Regional Andino del INCyTH (hoy INA).
Investigador Principal del CONICET (Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas). Desde 1983. Responsable Científico de proyectos de Investigación y desarrollo en el marco del INA (Centro Regional Andino) y del CONICET.

Autor o Coautor de más de 100 trabajos de investigación Ha realizado en forma directa trabajos profesionales o de docencia para organismos provinciales, nacionales e internacionales como OEA, Comisión Técnica Mixta de Salto Grande, CIDIAT, AIDI.

Desarrolló y promovió en Argentina el uso de modelos matemáticos para diseño hidrológico. Diseñó e instaló en Mendoza, el primer sistema hidrometeorológico en tiempo verdaderamente real como apoyo para trabajos de investigación y como sistema de alerta aluvional del Gran Mendoza (Sistema ALERT) (Automatic Local Evaluation in Real Time).

Es autor y coautor de dos importantes libros de consulta y docencia: “Sistemas Hidrometeorológicos en Tiempo Real. Lluvias, Tormentas y Alerta Hidrológica de Mendoza” y “Diseño Hidrológico”. En el último decenio ha profundizado los aspectos metodológicos del Diseño Hidrológico con el uso de las más modernas tecnologías disponibles o de su propio desarrollo. Ha participado en numerosos eventos nacionales e internacionales presentando trabajos y ponencias. Ha participado como jurado en congresos y en concursos de profesores de Universidades Nacionales.

Es miembro activo de sociedades profesionales y científicas: (ASCE-American Society of Civil Engineers; National Hydrologic Warning Council de USA-NHWC South-Western Association of Alert Systen de USA-SWAAS) Es miembro honorario de la Associazione Iteliana Di Idronomia y de la National Hydrologic Warning Council. de Estados Unidos
Académico correspondiente de la Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria y de la Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de Argentina.

APÉNDICE D

Patrocinadores

Este Libro ha sido patrocinado por los siguientes organismos:

La Associazione Italiana Di Idronomia (AIDI) es una asociación sin fines de lucro, fundada en 1981 por profesores de las Universidades de Padova, Torino, Florencia y Bari, que tiene su sede en el Campus de Agripolis de la Universidad de Padova y está formada por expertos en planificación y gestión de recursos hídricos y manejo de cuencas.
De acuerdo con los propósitos de su estatuto, la Asociación sigue dos líneas principales: la línea técnica-científica, con el objetivo de realizar estudios e investigaciones en radarmeteorología, agrometeorología, hidrología, hidráulica y conservación de suelos, y la línea académica-cultural, con el objetivo de promover la difusión de los conocimientos en el ámbito de la hidrología y del manejo ambiental de cuencas.

Beta Studio s.r.l. es una sociedad de Ingeniería que suministra Consultoría y Servicios Técnicos en el ámbito de la conservación, planificación y gestión de los recursos hídricos naturales.
Orientada hacia la innovación, en el curso de su actividad BETA Studio ha perfeccionado constantemente su competencia técnica y proporcionado nuevas soluciones en el campo de la planificación y gestión ambiental, a través de la aplicación de tecnología y gestión ambiental, a través de la aplicación de tecnologías avanzadas (redes de telemedición, radares y satélites meteorológicos, teledetección satelital, IFSAR, LIDAR, GIS, ...). En particular , BETA Studio ha desarrollado una peculiar experiencia en la implementación de una amplia gama de códigos de cálculo, desde los más operativos hasta los más evolucionados modelos hidráulicos bidimensionales de lecho fijo y móvil.

CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TÉCNICAS (CONICET). Es el principal organismo dedicado a la promoción de la ciencia y la tecnología en la Argentina. Su actividad se desarrolla en cuatro grandes áreas: Agrarias; Ingeniería y Materiales; Biológicas y de la Salud; Exactas y Naturales; Sociales y Humanidades.
Sus objetivos son entre otros: Fomentar y subvencionar la investigación científica y tecnológica y las actividades de apoyo que apunten al avance científico y tecnológico del país; al desarrollo de la economía nacional y al mejoramiento de la calidad de vida.

INSTITUTO NACIONAL DEL AGUA (INA). Es un organismo descentralizado del Gobierno Nacional de Argentina que tiene por objeto satisfacer los requerimientos de estudio, investigación, desarrollo y prestación de servicios especializados en el campo del aprovechamiento y control de los recursos hídricos. Para mejor cumplimiento de sus funciones el INA cuenta con Centros Temáticos y Centros Regionales: Centro de Tecnología del Uso del Agua; Dirección de Servicios Hidrológicos; Laboratorio de Hidráulica; Servicios de Información y Alerta Hidrológico; Centro de Economía, Legislación y Administración del Agua; Centro Regional Andino; Centro de la Región Semiárida; Centro Regional de Agua Subterránea y Centro Regional Litoral.