



UNIVERSIDAD DE TALCA

UNIVERSIDAD DE TALCA
FACULTAD DE RECURSOS NATURALES
ESCUELA DE INGENIERIA FORESTAL
TALCA - CHILE



UNESCO
OFICINA REGIONAL DE CIENCIA Y
TECNOLOGIA - ORCYT
PROYECTO REGIONAL MAYOR
MONTEVIDEO - URUGUAY

ELEMENTOS TÉCNICOS DE HIDROLOGIA III

Dr. ROBERTO PIZARRO TAPIA
Ingeniero Forestal U.C.V.

Elementos Técnicos de HIDROLOGIA III



EDITORIAL UNIVERSIDAD DE TALCA

ROBERTO PIZARRO TAPIA

Coautores:

Patricio González Colville
María Teresa Wittersheim Torres
José Luis Saavedra Lucero
Claudio Soto Ghiardo

PROYECTO REGIONAL MAYOR SOBRE USO Y CONSERVACION DE RECURSOS HIDRICOS EN
AREAS RURALES DE AMERICA LATINA Y EL CARIBE

EDITORIAL
UNIVERSIDAD
DE TALCA

ROBERTO PIZARRO TAPIA
Ingeniero Forestal U. Ch.



Elementos Técnicos de HIDROLOGIA III

Esta publicación corresponde a la Serie
Ciencia y Tecnología
Manuales Técnicos
de la Editorial de la Universidad de Talca

Registro de Propiedad Intelectual Nº 88.185
ISBN 956 - 7059 - 06 - 3

EDITORIAL UNIVERSIDAD DE TALCA

Talca, octubre de 1993

Diseño Gráfico
Marcela Albomoz Dachelet

Revisión de textos
María Cecilia Tapia Castro

Impresora Gutenberg
Impreso en Chile

ROBERTO PIZARRO TAPIA

Coautores:

Patricio González Colville

María Teresa Wittersheim Torres

José Luis Saavedra Lucero

Claudio Soto Ghiardo

PROLOGO

En la década de los ochenta la UNESCO, a través de su Oficina Regional para América latina y el Caribe, dio inicio al Proyecto Regional Mayor, tendiente a la generación de un mejor uso y aprovechamiento de los recursos hídricos en la Región.

En el contexto que se señala surgieron iniciativas de variada índole, las cuales han determinado que la capacidad de gestión de los recursos hídricos se haya visto incrementada notablemente. Ello, como producto central del intercambio de experiencias humanas y profesionales, elemento que además ha permitido la generación de un acervo de trabajo que basa su accionar en la confianza en los medios regionales, en el respeto a la diversidad de formas para la obtención de soluciones, en el respeto al medio ambiente físico y social y en el reconocimiento de que los procesos interdisciplinarios, pueden aportar cuotas importantes de sinergia creativa y dinamizadora.

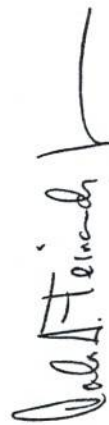
En el año 1985, el Ingeniero Forestal Roberto Pizarro Tapia, en conjunto con la Corporación Nacional Forestal de Chile, CONAF, publicó el primer volumen del documento Elementos Técnicos de Hidrología. Este tuvo por objetivo la divulgación de técnicas hidrológicas de amplio uso en el país, en un esquema de fácil comprensión y utilización del documento por parte del usuario. Asimismo, este documento constituyó una recopilación de seis instructivos técnicos, publicados en la Corporación Nacional Forestal, los que incorporaron el conocimiento generado al interior de la institución.

Posteriormente en el año 1988 y ahora en conjunto entre UNESCO-ORCYT y CONAF, se editó el segundo volumen, el cual tuvo una grata acogida por parte de los organismos técnicos relacionados con la gestión de recursos hídricos. En éste se destacó la participación de otras instancias regionales aparte de las instituciones UNESCO-ORCYT y CONAF. Asimismo, tanto este documento como también el primer volumen, han sido ampliamente utilizados para labores docentes de pre y post grado.

El documento que ahora se presenta constituye una nueva síntesis de seis capítulos, generados en el seno académico de la UNIVERSIDAD DE TALCA, ubicada en la VII Región administrativa de Chile. En éste se aprecia la realización de un trabajo de investigación, el cual ha sido apoyado económicamente por UNESCO-ORCYT y por la UNIVERSIDAD DE TALCA, y al cual se han plegado nuevos investigadores ligados a las ciencias de la ingeniería hidrológica.

Para UNESCO-ORCYT y el Proyecto Regional Mayor-Chile, el presentar este trabajo se constituye en fuente de orgullo. Ello porque el mismo, es resultado de la adición de esfuerzos y la creencia de que no existe mejor aporte al desarrollo, que mostrar a la sociedad los conocimientos adquiridos en base al trabajo cotidiano y responsable.

En virtud de lo expuesto, las instancias señaladas presentan y ponen a disposición de la comunidad, este tercer volumen del documento **Elementos Técnicos de Hidrología**, instando al autor principal y colaboradores, a seguir este camino de trabajo institucional y de formación de nuevos cuadros profesionales, en el campo de la hidrología aplicada.



Carlos Fernández Jáuregui
Especialista de Programa
Ciencias del Agua y Medio Ambiente
Hidrologo Regional
UNESCO-ORCYT
URUGUAY

AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar sus más sinceros agradecimientos a las siguientes personas e instituciones, que hicieron posible la realización de este libro:

Al Sr. Guido Soto Alvarez, coordinador para Chile del Proyecto Regional Mayor de UNESCO, por el apoyo técnico y económico otorgado, y la amistad regalada.

Al Sr. Rector de la Universidad de Talca, Dr. Alvaro Rojas Marín, por el ofrecimiento y concreción de apoyo institucional a la realización de esta obra.

... Y a todos aquellos que de una u otra forma, cooperaron para llevar a cabo este proyecto.

INDICE

	PAG.
I. CALCULO DE PRECIPITACIONES MEDIAS EN AREAS GEOGRAFICAS	15
1. Introducci3n	17
2. An3lisis de las T3cnicas	18
2.1. Media Aritm3tica	18
2.2. M3todo de Thiessen	19
2.3. M3todo de las Isoyetas	21
2.4. M3todo modificado de los pol3gonos de Thiessen	25
3. Ejemplo pr3ctico	27
4. Comentarios finales	30
5. Bibliografia	31
II. CORRECCION Y COMPLETACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS	33
1. Introducci3n	35
2. M3todos de correcci3n y completaci3n	36
2.1 M3todo de correcci3n	36
2.2 M3todo de completaci3n de datos	41
3. Discusi3n acerca de los m3todos expuestos	48
4. Bibliografia.	51

III. ANALISIS DE ALGUNOS TIPOS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTETICOS

1. Introducción	53
2. Antecedentes sobre hidrogramas	55
3. Algunos tipos de hidrogramas unitarios sintéticos	56
3.1 Hidrograma Unitario Sintético de Snyder	61
3.2 Hidrograma Triangular del U.S. Bureau of Reclamation	61
3.3 Hidrograma Triangular de J. R. Téméz	65
4. Ejemplo explicativo de los modelos	66
4.1. Cálculo del tiempo de concentración	67
4.2. Cálculo de los hidrogramas	68
5. Comentarios y conclusiones	69
6. Bibliografía	72
	73

IV. DETERMINACION DE ALGUNAS TECNICAS DE MEDICION DE CAUDALES

1. Introducción	75
2. Antecedentes generales	77
3. Comportamiento de la velocidad de fluidos en función de la altura o profundidad en secciones transversales	77
4. Algunos métodos de estimación de caudales	79
4.1. Aforo volumétrico	80
4.2. Aforo por flotador	81
4.3. Aforo con molinete	82
4.4 Aforo con trazadores	84
5. Consideraciones finales	88
6. Bibliografía	96
	97

V. PREDICCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS MEDIANTE MODELOS MATEMÁTICOS

1. Introducción	99
2. Caracterización de un hidrograma	101
	102

3. Determinación matemática de la curva de agotamiento	104
3.1. Método matemático	104
3.2. Método hidráulico	105
3.3. Capacidad de almacenamiento de la cuenca	107
3.4. Consideraciones técnicas sobre el método	107
4. Ejemplo práctico del modelo matemático	108
4.1 Modelación de la Crecida 1: (25-26 de julio de 1990)	109
4.2 Modelación de la Crecida 2: (6-7-8 de agosto de 1990)	111
4.3 Medidas de bondad de Ajuste	114
5. Conclusiones y recomendaciones	115
6. Bibliografía	116

VI. EL BALANCE HIDRICO EN UNA CUENCA

1. Introducción	117
2. Consideraciones previas	119
3. El ciclo hidrológico	120
4. Método del balance hidrológico	120
5. Ejemplo de un balance hídrico: El método de Thomthwaite y L. Serra.	124
5.1 Caso a	126
5.2 Caso b	129
6. Conclusiones	129
7. Bibliografía	132
	133

CAPITULO I

CALCULO DE PRECIPITACIONES MEDIAS EN AREAS GEOGRAFICAS

1.- INTRODUCCION

En el análisis de variables hidrológicas, realizado con fines de investigación y/o ejecución de obras técnicas, en distintas disciplinas ligadas a la ingeniería, la biología y las ciencias de la tierra, posee una marcada importancia la estimación de precipitaciones medias para un área geográfica determinada. Así por ejemplo, el análisis volumétrico de una tormenta pluvial caída sobre una cuenca, puede permitir la inferencia de elementos técnicos de importancia a ser considerados en el proceso precipitación-escorrentía.

En el marco que se señala, el cálculo de precipitaciones medias para un área física cualquiera, pasa por el hecho de contar con una red mínima de estaciones pluviométricas. A partir entonces de estos requerimientos, es posible realizar un cálculo estimativo acerca del nivel medio de precipitaciones pluviales caídas sobre una zona determinada.

El presente instructivo técnico, pretende esbozar y planificar el uso de cuatro técnicas de medición de precipitaciones en un área geográfica, incorporando un marco de análisis y cuestionamiento para cada una de estas técnicas, de tal forma de permitir una orientación adecuada para el potencial uso de las mismas.

2.- ANALISIS DE LAS TECNICAS

Las técnicas en concreto son básicamente cuatro :

- Media Aritmética
- Polígonos de Thiessen
- Isoyetas
- Thiessen modificado en función de Isoyetas

2.1.- Media Aritmética

2.1.1.- Descripción

Es la técnica de uso más corriente, en virtud de la facilidad de cálculo. Requiere solamente, el contar con la información pluviométrica de distintas estaciones de precipitación, ubicadas sobre un área geográfica, establecido lo anterior en un determinado período. Para ello, se considera como valor medio de precipitación del área en estudio, el promedio aritmético de las precipitaciones registradas por las distintas estaciones.

Así, se tiene lo siguiente:

$$P_{mj} = \sum_{i=1}^n P_{ij} / n$$

donde;

- P_{mj} = Precipitación media del área en estudio en el tiempo j (mm).
 P_{ij} = Precipitación de la estación i en el tiempo j , (mm).
 n = Número de estaciones de precipitación en análisis.

2.1.2.- Discusión de la técnica

Es el método de menor fiabilidad existente, dado que el simple promedio aritmético, no interpreta la realidad orográfica del área, ni tampoco la representación por superficie que denota cada estación en particular. Así por ejemplo, otorga igual peso a una estación que pretende estimar las precipitaciones de una

pequeña área en el valle, que a una estación que intenta estimar la precipitación de toda la cuenca de cabecera.

En virtud de lo anterior, aunque se constituye en el método de mayor facilidad operativa, es el menos recomendado para el cálculo de una precipitación media.

2.2.- Método de Thiessen

2.2.1.- Descripción

Este método intenta asignar una ponderación de representatividad en función de la superficie, a cada estación pluviométrica inserta en el área de estudio. Para ello es preciso ubicar las estaciones en un plano cartográfico, mediante puntos representativos, los cuales se unen a través de líneas rectas. Posteriormente se trazan las mediatrices a cada una de estas rectas, las cuales, en conjunto con los límites del área en estudio, definen la superficie de influencia de cada estación pluviométrica, valor que es determinado mediante un cálculo sobre el mapa.

En términos gráficos, se puede plantear lo que sigue :

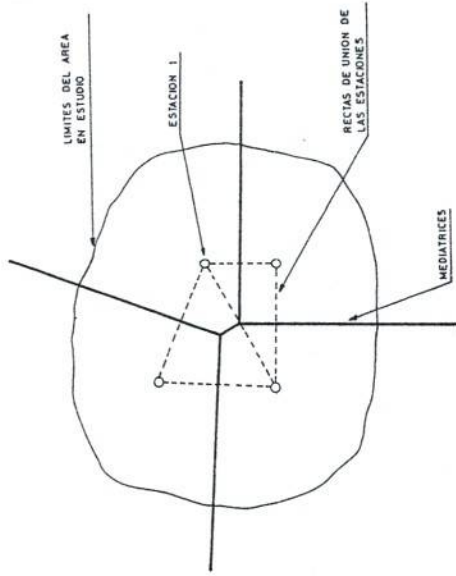


Figura N° 1 : Polígonos de Thiessen

Si se denomina por S_i , a la superficie de influencia que presenta una determinada estación i , para un determinado período, el valor medio de precipitación de la zona como conjunto, será el siguiente :

$$P_{mj} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot P_{ij}}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

donde;

P_{mj} = Precipitación media del área en estudio, en el tiempo j (mm).
 S_i = Superficie de influencia de la estación i Km².
 P_{ij} = Precipitación de la estación i en el tiempo j (mm).

2.2.2.- Discusión de la técnica

El método de los polígonos de Thiessen, a pesar de que intenta realizar una asignación proporcional en función de la superficie, lo cual es un elemento de menor subjetividad con respecto a una media aritmética, posee el gran problema de que esa asignación no necesariamente representa la proporcionalidad real que cada estación pluviométrica tiene, referida a valores de precipitación espacial. Asimismo, el hecho de asignar como valor medio de precipitación del área de influencia de una determinada estación, aquel valor correspondiente a la estación, es a lo menos cuestionable, toda vez que lo más frecuente es encontrar diferencias significativas entre ambos valores.

Por otra parte, el método Thiessen presenta como elemento restrictivo, el hecho de que algún cambio en la configuración espacial de las estaciones, define un cambio total de configuración de los polígonos, y con ello la necesidad de nuevos cálculos. Sin embargo, esta dificultad es eventual y en la actualidad presenta escasa relevancia, en función de las técnicas digitales existentes.

La gran ventaja que posee este método, lo constituye la posibilidad de

estimación de precipitaciones medias de un área geográfica, para cualquier período en estudio. Este elemento, es equivalente a la ventaja que denota una media aritmética, pero presenta como valor adicional, la asignación de ponderaciones a cada estación, en función de superficies, hecho que tiende hipotéticamente a un aumento de precisión con respecto a los valores que arroja un promedio aritmético.

2.3.- Método de las Isoyetas

2.3.1.- Descripción

Una isoyeta es una curva trazada en un plano, que representa puntos de igual precipitación. Luego, este método, para su aplicación contempla el trazado en el área geográfica que se desea estudiar, de las correspondientes isoyetas.

El trazado de una isoyeta, obedece básicamente a dos criterios que se conjugan entre sí:

a) El primero dice relación con un trazado entre dos puntos de precipitación conocida, en el cual caben en proporción lineal a las distancias sobre el plano, todas aquellas isoyetas de valor intermedio. Es decir, es equivalente al criterio que rige el trazado de las curvas de nivel en un mapa cartográfico.

b) El segundo criterio, señala que si bien el primero es altamente orientador, el trazado de las isoyetas intermedias a través de dos puntos conocidos, debe considerar factores de relieve condicionantes de la precipitación. Esto implica, que es necesario conocer para la zona en estudio, un perfil pluviométrico, es decir, cómo varía la precipitación en función de la altitud. Así el trazado de la isoyeta, a través del primer criterio, se ve compensado hacia una mayor precisión por medio del segundo, ya que evidentemente la progresión de la precipitación en altitud, no es lineal.

Es importante destacar, que cuando se trate de un área relativamente plana, es posible asumir un trazado lineal de las isoyetas; esto implica, la aplicación única del primer criterio, sin necesidad de recurrir al segundo.

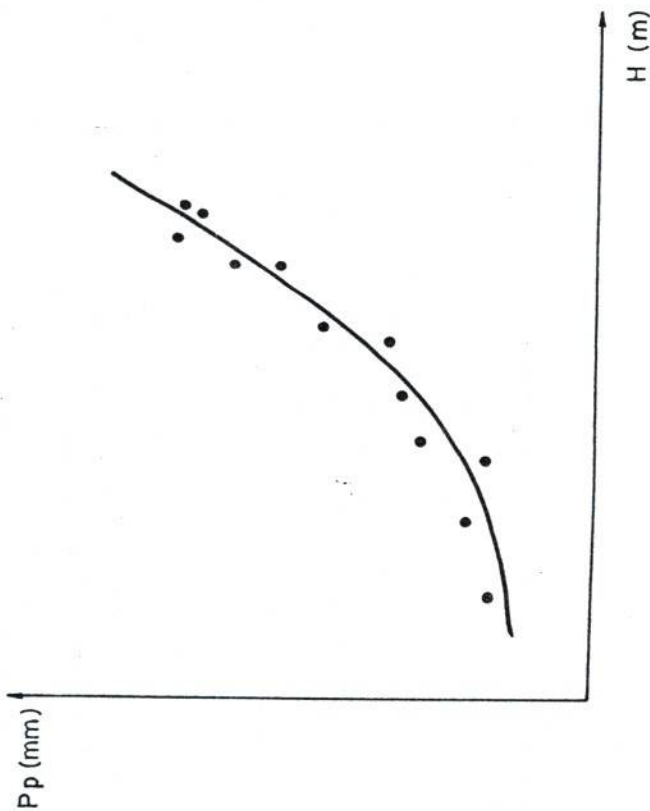


Figura N° 2 : Perfil Pluviométrico

La figura 2 , presenta un perfil pluviométrico, el cual se puede conseguir por una curva de regresión del siguiente tipo :

$$Pp = a + (b * H^2)$$

(modelo parabólico)

$$Pp = a * (H)^b$$

(modelo exponencial)

donde;

Pp = precipitación (mm).
 H = altitud (m).
 a, b = coeficientes de regresión.

No obstante lo expuesto, estos modelos son sólo indicativos, toda vez que la elección del modelo, dependerá básicamente del tipo de datos estadísticos con que se cuente. Aún más, es posible la utilización de ajustes de tipo gráfico.

Establecido lo anterior, es necesario completar el trazado de todas las isoyetas que pasan por el área en estudio, para luego medir la superficie entre isoyetas. De esta forma, la precipitación media se calculará como sigue :

$$Pm = \frac{\sum_{i=1}^n [(Pi+1 + Pi) / 2] * Si+1,i}{St}$$

donde;

Pm = Precipitación media del área geográfica en estudio (m).
 $Pi+1$ = Precipitación de la isoyeta $i+1$ (m).
 Pi = Precipitación de la isoyeta i (m).
 $Si+1,i$ = Superficie comprendida entre dos isoyetas secuenciales (m^2).
 St = Superficie total (m^2).

Por otra parte, es posible calcular el volumen medio de aportación hídrica del área en estudio, a través de la siguiente expresión :

$$Vm = \sum_{i=1}^n [(Pi+1 + Pi) / 2] * Si+1,i$$

donde;

Vm = Volumen medio de aportación (m^3).

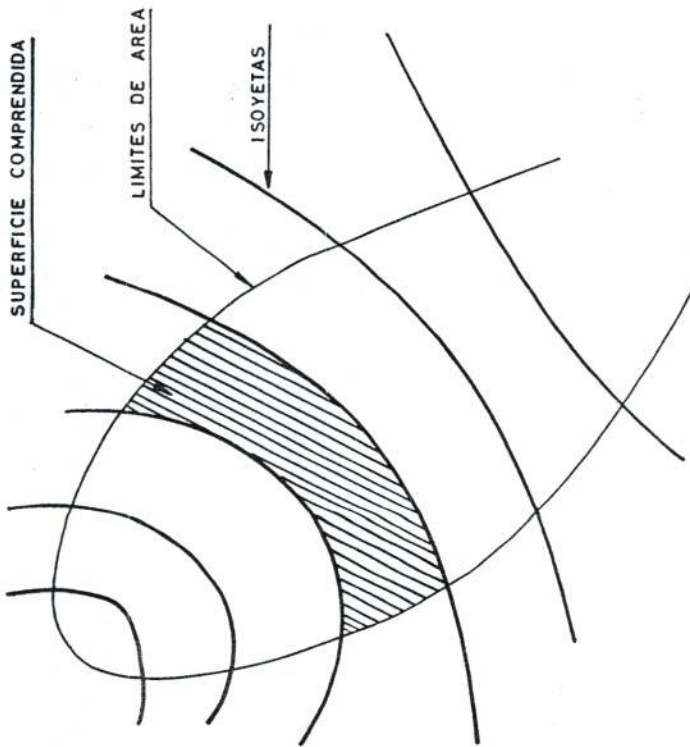


Figura Nº 3 : Mapa de Isoyetas

2.3.2.- Discusión de la técnica

El método de las isoyetas, ha demostrado ser el de mayor precisión para la estimación de precipitaciones medias en un área geográfica.

Sin embargo, su principal limitación es el alto nivel de trabajo que demanda, el cual sólo tiende a justificarse en el caso de valores de precipitación anual a lo menos. Luego, para una determinada tormenta no se justifica su utilización, por el trabajo que involucra.

El mayor uso del método de las isoyetas, es el cálculo de precipitaciones medias de una zona geográfica, a partir de las precipitaciones medias de las estaciones respectivas, lo cual le otorga una consistencia temporal, factible de ser proyectada a lo menos diez años.

2.4.- Método modificado de los polígonos de Thiessen

2.4.1.- Descripción

Este método está basado en una composición del método de las isoyetas y los polígonos de Thiessen. Así, se sabe que la precipitación de un área de influencia definida por los polígonos de Thiessen, no guarda relación estricta con la precipitación de la estación involucrada; sin embargo, es posible asumir que la oscilación temporal que presentan la precipitación del área y la precipitación de la estación pluviométrica, posee cierto nivel de uniformidad, por lo cual la relación entre estos valores de precipitación, tiende a mantenerse constante. En otras palabras; establecidos los polígonos de Thiessen, la relación precipitación media del área de influencia-precipitación media de la estación, es aproximadamente la misma, en intervalos superiores a un año por lo menos. Luego, es posible establecer la siguiente relación :

$$K_i = \frac{\bar{P}_{ai}}{\bar{P}_{ei}}$$

donde;

K_i = Constante de proporcionalidad de precipitaciones de la estación i.

$\bar{P}_{ai}$ = Precipitación media del área de influencia de la estación i, según los polígonos de Thiessen.

$\bar{P}_{ei}$ = Precipitación media de la estación i.

El valor de $\bar{P}_i$, se obtiene a partir de un mapa de isoyetas del área en estudio.

Por otra parte, el valor $\bar{P}_i$ es obtenido como un promedio aritmético de los datos que posee la estación pluviométrica en análisis, con tendencia al uso cuando sea posible, de la precipitación normal, es decir, el promedio de los treinta últimos años.

En el mismo marco, se plantea la existencia de una segunda relación matemática, la que se define en función de la superficie del área de influencia y la superficie total del área en estudio. Luego, se tiene :

$$R_i = \frac{S_i}{S}$$

donde;

R_i = Constante de proporcionalidad de superficies.

S_i = Superficie del área de influencia i .

S = Superficie total del área en estudio.

La constante K_i presenta valores $K_i \geq 0$, en tanto que la constante R_i , denota valores $0 \leq R_i \leq 1$.

Finalmente, para el cálculo de la precipitación media, se utiliza la siguiente expresión :

$$P_{mj} = \sum_{i=1}^n K_i * W_{ij} * R_i$$

donde;

P_{mj} = Precipitación media del área en estudio,
en el período j , en mm, donde j es el lapso a analizar.
 W_{ij} = Precipitación de la estación del área de influencia i , en mm,
en el período j .

2.4.2.- Discusión de la técnica

Este método, posee una limitación similar al Thiessen, esto es que un cambio en la configuración de estaciones, define un cambio en la configuración espacial de los polígonos de Thiessen, y por ende la necesidad de nuevos cálculos. Asimismo, el gran distintivo que posee con respecto al Thiessen original, es la incorporación como factor de ponderación, de la relación de precipitaciones medias entre el área de influencia de la estación, y el promedio que denota la misma estación; sin embargo, la incorporación de este factor puede no representar un incremento de precisión de importancia, si la relación de precipitaciones medias en comentario no representa valores muy distintos a la unidad, o bien, por compensación de ponderaciones, que implica alzas numéricas compensadas por decrementos, todo lo cual definiría la no existencia de una real aportación correctora del método, respecto al Thiessen original.

Por otra parte, este método implica el contar con un mapa previo de isoyetas, que permita establecer las precipitaciones medias del área de influencia de las distintas estaciones, lo cual estructura una utilidad de tipo marginal en su uso, referida a un cálculo de precipitaciones medias para períodos puntuales.

No obstante lo expuesto, posee como ventaja estructural el cálculo de precipitaciones medias para períodos específicos, sin contemplar grandes cálculos una vez establecidas las constantes, y con un hipotético mayor grado de precisión que en el método Thiessen.

3.- EJEMPLO PRACTICO

Con el objetivo de ejemplificar los métodos expuestos, a excepción del de las isoyetas que involucra más bien una adecuada representación cartográfica, se presenta el siguiente ejercicio.

Se desea calcular la precipitación media caída sobre una determinada área geográfica en 1991, en la cual se ubican seis estaciones pluviométricas.

Se tiene el siguiente cuadro :

Ei	Ai (Km ²)	Pai (mm)	Pai (mm)	P 1991 (mm)
E1	40	604	650	630
E2	30	470	490	570
E3	100	390	380	430
E4	60	730	750	690
E5	40	575	610	720
E6	60	590	570	610

donde;

- Ei = Estación pluviométrica i.
- Ai = Área de influencia de la estación i, según polígonos de Thiessen.
- Pai = Precipitación media del área de influencia de la estación i, obtenida por Isoyetas.
- Pai = Precipitación media de la estación i.
- P1991 = Precipitación de la estación i en 1991.

En la aplicación de los métodos resulta lo siguiente :

a) Promedio aritmético :

$$P_m (1991) = \frac{\sum_{i=1}^n P_{ij}}{n} = \frac{(630 ++610)}{6} = 608 \text{ mm}$$

b) Polígonos de Thiessen :

$$P_m (1991) = \frac{\sum_{i=1}^n S_i * P_{ij}}{\sum_{i=1}^n S_i} = \frac{(630 * 40 ++ 610 * 60)}{330} = 582 \text{ mm}$$

c) Isoyetas :

En este caso es posible utilizar la sumatoria de ponderaciones Pai * Ai, con el fin de definir la precipitación media por isoyetas, para el período que define los valores medios, pero no para 1991, ya que para ello sería preciso definir un mapa de isoyetas para el año en cuestión.

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_{ai} * A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{(604 * 40 + + 590 * 60)}{330} = 543 \text{ mm}$$

d) Thiessen Modificado

$$P_m (1991) = \frac{\sum_{i=1}^n K_i * R_i * W_i}{1991} = \frac{1}{330} * \left[\frac{604 * 40 * 630 ++ 590 * 60 * 610}{650} \right] = 574 \text{ mm}$$

4.- COMENTARIOS FINALES

De los métodos expuestos y el ejemplo práctico desarrollado, son posibles de inferir las siguientes conclusiones o comentarios finales :

4.1.- El método más recomendado por la literatura, en virtud de la probabilidad que otorga en el cálculo de precipitaciones medias en un área geográfica, es el de las isoyetas. De igual forma y en términos de hipótesis, le siguen en orden decreciente el método Thiessen modificado, el método Thiessen y el promedio aritmético.

4.2.- No obstante lo expuesto, la mayor o menor fiabilidad de un método estará determinada por la precisión respecto a un valor real no conocido y por ende se inscribe en un marco probabilístico. En esos términos debe ser reconocida la posición de fiabilidad expuesta en el anterior punto.

4.3.- Es importante de destacar, que si no existen diferencias significativas entre las precipitaciones medias del área de influencia de una estación, i, definida por polígonos de Thiessen, y la precipitación media de la misma estación, la aplicación del Thiessen modificado y el Thiessen original, no presenta diferencias significativas, como lo demuestra el ejemplo práctico expuesto.

4.4.- En relación al promedio aritmético, es posible advertir que su uso es únicamente válido, en términos científicos, en áreas planas con una distribución espacial relativamente homogénea.

4.5.- Otro factor importante de analizar es que en un país como Chile, no existen mayores investigaciones sobre el tema, que permitan otorgar mayor validez a una literatura que mayoritariamente se genera en el hemisferio norte. Por ello surge la necesidad ineludible, de establecer investigaciones que den luces acerca de la utilización de uno u otro método y en función de las peculiares características del país.

4.6.- Finalmente es preciso destacar que al igual que en otras materias técnicas y científicas, el uso de los distintos métodos expuestos, será función de los objetivos del investigador y de la experiencia que éste posea sobre el área en estudio, dado que esos factores estructurarán decisivamente el uso de uno u otro método.

5.- BIBLIOGRAFIA

- 5.1. Gálvez, M. y Pizarro, R. 1983. Implementación de un modelo de simulación para la estimación de caudales de crecida en la cuenca del estero Nihue- VI región. Tesis Escuela de Ingeniería Forestal, Universidad de Chile. 88 p.
- 5.2. Heras, R. 1983. Recursos Hidráulicos; Síntesis, Metodología y Normas. Cooperativa de publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, España. 361 p.
- 5.3. Linsley, R; Kohler, M; Paulus, J. 1977. Hidrología para Ingenieros. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana S.A.. Colombia. 386 p.
- 5.4. López Cadenas, F. y Mintegui, A. 1983. Hidráulica. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Universidad Politécnica de Madrid. España. 354 p.
- 5.5. Unesco. 1982. Guía metodológica para la elaboración del balance hídrico de América del Sur. Oficina Regional de Ciencia y Tecnología de la Unesco para América latina y el Caribe - ROSTLAC. Montevideo-Uruguay. 130 p.

CAPITULO II

CORRECCION Y COMPLETACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS

1.- INTRODUCCION

En la generalidad de los casos, cuando se desea desarrollar estudios hidrológicos con diversos fines, los investigadores se enfrentan con una carencia considerable de información en tiempo y en espacio, lo cual atenta contra la obtención de los objetivos que se persiguen.

La carencia en comentario, está referida primordialmente a información pluviométrica, la cual inclusive denota errores de consistencia en los registros existentes, además de lapsos en los cuales por diversas causas, la información no existe. Luego, es necesario contar con algunos métodos que permitan por una parte corregir la información existente cuando ello sea necesario, y por otra completar los registros con información faltante.

El presente documento, posee por objetivo el dar a conocer de un modo sinóptico y analítico, algunos métodos matemáticos que permiten corregir y completar registros de información pluviométrica, para con ello hacer más utilizable y confiable, la información de que se dispone actualmente.

2.- METODOS DE CORRECCION Y COMPLETACION

2.1.- Método de Corrección

El método más conocido y universalmente utilizado se conoce con el nombre de Curvas Doble Acumuladas (C.D.A.), o Método de Doble Masa (M.D.M.).

Este método contempla, para su realización, el contar con una estación pluviométrica confiable o patrón, la cual se contrasta gráficamente con una estación cuyos registros merecen la duda de que en ellos puede existir algún nivel de error sistemático. Así, para realizar el contraste gráfico, es necesario graficar en un plano cartesiano, las coordenadas que entregan los valores pluviométricos acumulados de la estación patrón y la estación dudosa; la primera define sus valores en el eje x, y la segunda en el eje de las y.

Así, algebraicamente se tiene lo siguiente :

Ai	PEPi	PEDi	$\sum PEPi$	$\sum PEDi$
A1	PEP1	PED	PEP1	PED1
A2	PEP2	PED2	PEP1+PEP2	PED1+PED2
A3	PEP3	PED3	PEP1+PEP2+PEP3	PED1+PED2+PED3
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
An	PEPn	PEDn	PEP1+.....+PEPn	PED1+....+PEDn

CUADRO N°1 : Representación algebraica de las precipitaciones parciales y acumuladas.

y donde;

Ai = Año i.

PEPi = Precipitación estación patrón año i (mm).

PEDi = Precipitación estación dudosa año i (mm).

Obtenida esta información, se grafican las coordenadas ($\sum PEPi, \sum PEDi$), y se observa el comportamiento de la nube de puntos. Esto, porque lo que este método asume, es que para un lapso constante, se manifiesta una relación estable de proporcionalidad entre los datos que registra la estación patrón y los que registra la estación dudosa. Esto significa, que para el período en estudio, la relación de incremento, entre los datos de precipitación de la estación dudosa y la estación patrón, se debería mantener relativamente constante de no existir algún error sistemático.

En términos matemáticos, la relación entre ambas variables debería estructurarse en una sola recta, al no existir error. Así se tendría lo siguiente :

$$\sum PEDi = a + b * \sum PEPi$$

con a y b constantes de la ecuación.

Luego,

$$\frac{\sum PEDi}{\sum PEPi} = b, \text{ que es la constante de proporcionalidad entre los datos de las dos series.}$$

Escrito en términos finitos, queda:

$$\frac{\partial \sum PEDi}{\partial \sum PEPi} = b$$

Es decir, el valor de b representa la relación constante, que teóricamente debiese existir entre los incrementos pluviométricos acumulados de la estación dudosa y la estación patrón. Ahora bien, si existiese un quiebre de la pendiente b, se evidenciaría la presencia de algún tipo de error sistemático el cual es necesario corregir.

Bajo el supuesto de dos series de datos acumulados, en que el eje de las x representa la información numérica de la estación patrón, y el eje de las y la información de la estación dudosa, y en que además, los datos de carácter anual han sido acumulados desde la fecha más reciente hasta la más lejana, manifestándose cuatro tipos de rectas, y en donde la primera representa el período confiable, es posible visualizar lo que sigue:

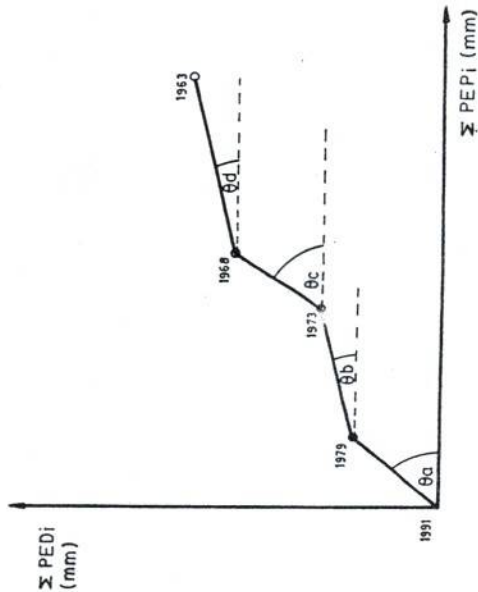


Figura N° 1 :
Representación gráfica de datos
acumulados de precipitación entre los años
1991 y 1963.

Del gráfico expuesto, se desprenden cuatro valores de pendiente, a saber :

$$\operatorname{tg} \theta_a = \frac{\sum \text{PED}_{79} - \text{PED}_{91}}{\sum \text{PEP}_{79} - \text{PEP}_{91}}$$

$$\operatorname{tg} \theta_b = \frac{\sum \text{PED}_{73} - \sum \text{PED}_{79}}{\sum \text{PEP}_{73} - \sum \text{PEP}_{79}}$$

$$\operatorname{tg} \theta_c = \frac{\sum \text{PED}_{68} - \sum \text{PED}_{73}}{\sum \text{PEP}_{68} - \sum \text{PEP}_{73}}$$

$$\operatorname{tg} \theta_d = \frac{\sum \text{PED}_{63} - \sum \text{PED}_{68}}{\sum \text{PEP}_{63} - \sum \text{PEP}_{68}}$$

Luego, como se reconoce para este caso que el tramo a de valores acumulados, corresponde a la zona sin error sistemático y las tangentes representan la relación incremental entre $\sum \text{PED}$ y $\sum \text{PEP}$, es posible establecer un coeficiente, que permita la corrección de los datos sin acumular. Así, el cociente entre la tangente del tramo considerado correcto y la tangente de un tramo i cualquiera, define el coeficiente o factor de corrección ya señalado. En el marco descrito, si la tangente de un tramo i cualquiera, es mayor que la tangente del tramo correcto, que para este ejemplo es el primer tramo, el valor numérico obtenido es menor a la unidad y viceversa.

Luego, se tiene lo siguiente :

$$\text{FCi} = \frac{\operatorname{tg} \theta_a}{\operatorname{tg} \theta_i}$$

donde;

FCi = Factor de corrección para la zona i de datos sin acumular.
 $\operatorname{tg} \theta_a$ = tangente de la zona a sin error sistemático
 $\operatorname{tg} \theta_i$ = tangente de la zona i con error sistemático.

Por ende, el valor de FCI, permite corregir los datos de la zona i con error sistemático, mediante la ponderación de dicho factor, a todos los datos sin acumular, correspondientes a dicha zona.

Sin embargo, falta por determinar con qué criterio se asume la zona A, es decir, aquella en la cual se reconoce la no existencia de algún error sistemático o en donde éste es mínimo. Para ello, se recomienda lo siguiente :

- a) Frente a series de datos se debe propender a elegir la tendencia más larga, dado que en función de su longevidad, se obtendría una menor probabilidad de error.
- b) Frente a series de datos se debe tender a elegir la serie más reciente, dado que ella asegura un mejor control sobre la generación de las estadísticas por una parte, y contempla la utilización de instrumental meteorológico más confiable. Esa situación es la que representa la figura 1.

El criterio a utilizar, dependerá de cada caso en particular, además de la experiencia que posea el investigador. Ello, porque una serie larga puede determinar también la presencia de un error sistemático largo. De igual forma, una estadística reciente puede estar originada por una descalibración de instrumental moderno, generando con ello un error sistemático de importancia.

Por otra parte, es importante señalar que se considera, según UNESCO, como un quiebre en la tendencia de los datos aquel que comprenda una cifra mayor o igual a cinco años, toda vez que normalmente, la gráfica entrega una nube de puntos que difícilmente se ubicarán sobre una recta. Luego, este criterio evita la incorporación de quiebres inexistentes.

Otro elemento de importancia, lo constituye el criterio a seguir para la determinación de la estación patrón. Este consta de los siguientes pasos :

- i) Se agrupan las estadísticas año a año de una serie de estaciones representativas del área geográfica en estudio, en lo posible en número superior a tres. Con estas n estaciones, se determinan las precipitaciones promedio para cada año y la información generada se acumula.

- ii) Con los datos acumulados promedio, que corresponden en una primera aproximación a lo que se denomina estación patrón, se establece un análisis de doble masa entre estos valores y los valores acumulados de cada estación componente de dicho promedio.

- iii) Si las n estaciones, no presentan tendencias con quiebre, se asume que el valor promedio anual de las n estaciones seleccionadas, corresponde a los valores representativos de la estación patrón.

- iv) Si alguna de las n estaciones presenta algún tipo de quiebre en las tendencias, ésta es eliminada calculándose un nuevo promedio para cada año, con las estaciones restantes. Posteriormente se repite el análisis de doble masa con cada estación componente, hasta llegar a un patrón de precipitaciones depurado.

- v) Si el número de estaciones de que se dispone es pequeño, menor a tres, o bien como producto del análisis de doble masa han sido eliminadas varias estaciones, reduciendo su número a una o dos, el analista debe decidir cuál de las restantes estaciones será definida como estación patrón, o bien si la única opción que eventualmente posee puede ser utilizada como estación patrón.

Finalmente, es importante de destacar que según UNESCO, este método debe ser utilizado con cautela en zonas montañosas, por la gran influencia que ejerce el efecto orográfico. Por otra parte, es dable señalar que la aplicación de este método, puede también extenderse a estadísticas fluviométricas.

2.2.- Método de Completación de Datos

Para la completación de datos faltantes, la literatura especializada cita varios métodos factibles de ser utilizados en países como Chile. En virtud de ello, se describen a continuación.

2.2.1.- Completación por correlación lineal

Es el método más recomendado para la estimación de datos faltantes, en períodos menores o mayores a un año. Para aplicarlo, se requiere establecer una correlación entre los datos que presenta una estación patrón y los de una estación con carencia de información estadística. Así, lo que se debe conseguir es la

estimación de datos faltantes, en función de la información patrón y mediante una ecuación lineal de dos variables, del tipo,

$$Y = a + b * X$$

donde;

Y = Valor estimado de precipitación para la estación carente (mm)
 X = Valor de precipitación registrado en la estación patrón (mm)
 a, b = Constantes de regresión.

Por otra parte, existen valores reales de precipitación de la estación carente; luego lo que debe intentarse es obtener una expresión tal que minimice la sumatoria de las diferencias cuadradas entre los valores reales y los estimados. Es decir:

$$S = \sum (Y - Y')^2 \rightarrow \text{Mín. que da el nombre al método, a saber, mínimos cuadrados.}$$

Se define;

$$S = \sum (Y - Y')^2 = \sum (Y - a - b * X)^2$$

Entonces, para minimizar la expresión anterior, será necesario derivarla parcialmente con respecto a los valores a y b , para posteriormente igualar a cero. Así, se obtiene:

$$\frac{dS}{da} = 2 \sum (Y - a - b * X) * (-1) = 0$$

$$\frac{dS}{db} = 2 \sum (Y - a - b * X) * (-X) = 0$$

Resolviendo, se define el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} \sum Y &= n * a + b * \sum X \\ \sum X * Y &= a * \sum X + b * \sum X^2 \end{aligned}$$

el cual permite la obtención de los valores paramétricos a y b , los que conforman la ecuación,

$$Y = a + b * X, \text{ que permite estimar los datos faltantes.}$$

Sin embargo, este método no puede ser aplicado indiscriminadamente, dado que es necesario saber si la calidad del ajuste es buena o mala. Una mala calidad de ajuste, puede llevar a la generación de información sin consistencia, lo cual en lugar de mejorar la situación, la empeora por la agregación estadística de datos no representativos de la realidad a la que se pretende aproximar. Para ello, es posible utilizar el coeficiente de correlación r , que permite estimar el grado de correlación lineal que existe entre las estaciones en estudio, y cuyo valor oscila entre $-1 \leq r \leq 1$. El valor cero indica una correlación nula, en tanto que los valores 1 y -1 , denotan una correlación total. La diferencia radica, en que el valor 1 significa que la relación es completa y directamente proporcional, en tanto que el valor -1 , señala una correlación completa e inversamente proporcional. En este marco, la experiencia del autor, señala como admisible para la estimación de datos faltantes, el contar con un valor de $r \geq 0.6$ o $r \leq -0.6$.

Por otra parte, el valor de r se estima como sigue:

$$r = \frac{\text{COV}(X, Y)}{(\text{varx} * \text{vary})^{0.5}} = \frac{\sum (Y_i - \bar{Y}) * (X_i - \bar{X})}{\left[\sum (Y_i - \bar{Y})^2 * \sum (X_i - \bar{X})^2 \right]^{0.5}}$$

donde;

r = coeficiente de correlación.

$COV(X,Y)$ = covarianza X, Y

$varx$ = varianza de X

$vary$ = varianza de Y

$\bar{Y}$ = Valor medio de los datos de la estación con información a completar.

Y_i = Dato i de la estación con información a completar.

$\bar{X}$ = Valor medio de los datos de la estación patrón.

X_i = Dato i de la estación patrón.

2.2.2.- Completación por razones de distancias.

Es un método utilizado, con el fin de completar estadísticas de duraciones menores a un año (meses o días), en zonas planas no montañosas. Para ello, contempla la siguiente disposición espacial:

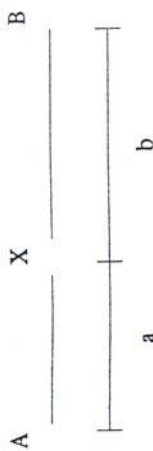


Figura N° 2 : Disposición espacial para la completación, por razones de distancias.

Donde: X representa la posición de una estación con carencia de información, en tanto A y B señalan la presencia de dos estaciones conocidas; a y b representan la distancia sobre un plano desde la estación X, a las estaciones A y B respectivamente. En este caso es posible utilizar la siguiente expresión:

$$PX = PA + a * \frac{(PB - PA)}{(a + b)}$$

Donde;

PX, PA, PB, representan la precipitación para las estaciones X, A y B, para el período en estudio.

Luego, este método define una relación de razón en función de distancias, la cual permite ponderar a la expresión PB-PA. Por ende, asume una variación lineal de las precipitaciones en función de las distancias.

2.2.3.- Completación por promedios vecinales

Este método es similar al anterior, en lo que respecta a una aplicación a zonas planas no montañosas, y además sólo se recomienda para períodos inferiores a un año. Considera la siguiente disposición espacial :

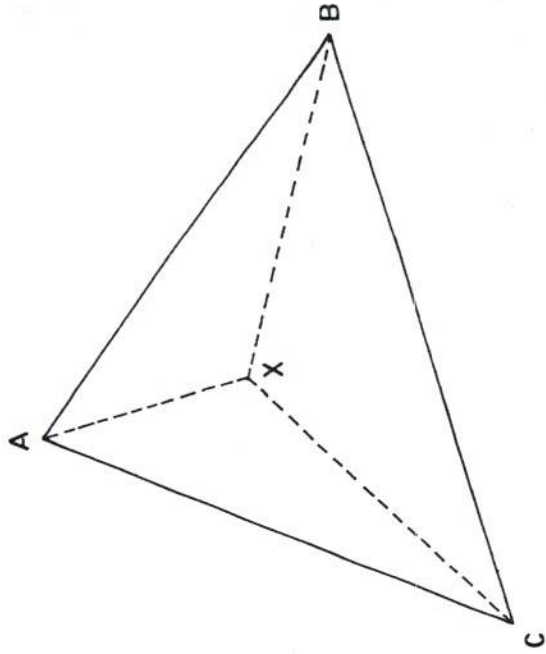


Figura N° 3 : Disposición espacial para completación de datos por promedios vecinales.

Donde;

X, A, B y C representan la posición espacial de cuatro estaciones pluviométricas, y donde X presenta carencia de alguna información.

En este caso es factible utilizar la expresión :

$$PX = \sum_{i=1}^n P_i / n$$

Donde;

P_i = Precipitación de la estación i en el período en estudio.
n = Número total de estaciones.

Luego, el método de completación que se señala, consta básicamente en una estimación que resulta del cálculo de un promedio aritmético de las n estaciones vecinas existentes.

2.2.4.- Completación por razones promedio

Este método es complementario al anterior, y se define por la siguiente base conceptual. Si en una zona cualquiera, la precipitación normal de la estación X, difiere en más de un 10% con alguna de las estaciones vecinas, entonces es necesario aplicar la siguiente ecuación :

$$PX = \frac{\bar{PX}}{N} * \left[\frac{PA + PB + \dots + PN}{\frac{\bar{PA}}{PA} \frac{\bar{PB}}{PB} \dots \frac{\bar{PN}}{PN}} \right]$$

Donde;

$\bar{PX}, \bar{PA}, \bar{PB}, \dots, \bar{PN}$, promedio normal de las precipitaciones anuales registradas en un período común para las N estaciones y la estación X.

PA, PB, ..., PN, precipitación en las N estaciones durante el período que falta en X.

En el caso de la figura 3, la expresión anterior queda :

$$PX = \frac{\bar{PX}}{3} * \left[\frac{PA + PB + PC}{\frac{\bar{PA}}{PA} \frac{\bar{PB}}{PB} \frac{\bar{PC}}{PC}} \right]$$

Luego, el método realiza una estimación para la estación faltante, en función de relaciones entre precipitaciones de un período en estudio y precipitaciones normales.

Es preciso señalar que se entiende por precipitación normal, el promedio de los últimos treinta años; de no contarse con registros de esta duración, bastará con utilizar los existentes en términos promedio, tal como lo señala la expresión matemática.

Por último, este método es aplicable a zonas montañosas y aunque se recomienda para la completación de períodos menores a un año, es factible de ser utilizado con registros anuales.

2.2.5.- Completación por correlación con estaciones vecinas.

El último método de completación a analizar, lo constituye el de correlación con estaciones vecinas. Es un método que incorpora la ponderación de precipi-

taciones, en función de los coeficientes de correlación obtenidos entre los registros de la estación en estudio y las estaciones vecinas. Se le considera complementario al método de completación por correlación lineal, ya que es recomendado por el autor, cuando el coeficiente de correlación no supera la barrera del valor ± 0.6 .

Su expresión matemática, es la siguiente:

$$PX = \frac{PX_A * r_{XA} + PX_B * r_{XB} + \dots + PX_n * r_{Xn}}{r_{XA} + r_{XB} + \dots + r_{Xn}}$$

Donde;

PX = Valor estimado en X.

PXi = Valor estimado en X, a partir de las correlaciones con cada una de las n estaciones.

rXi = Coeficiente de correlación entre los registros de la estación X, y cada una de las n estaciones.

El método, como es posible de inferir, sirve para la completación de información de tipo anual, y su uso es sólo recomendable cuando el de correlación lineal no satisface los requerimientos del estudio. Asimismo, su uso se plantea para un máximo de tres estaciones vecinas, dado que un número mayor, puede involucrar sesgo estadístico por las distancias normalmente existentes entre estaciones en países como Chile, además de que la utilidad obtenida tiende a ser marginal.

3.- DISCUSION ACERCA DE LOS METODOS EXPUESTOS

Los métodos presentados, para la realización de completaciones y correcciones de datos pluviométricos, poseen la característica de que han surgido como producto de variados análisis establecidos en diversas investigaciones, hecho que los avala en su utilización técnica y científica.

No obstante lo anterior, es preciso señalar que en relación al método de doble masa, se ha verificado en algunas situaciones de características montañosas, que las curvas resultantes no guardan ningún tipo de relación con la definición teórica del método. Luego, cuando ello ocurre, es producto de que el supuesto, base del método, $\partial PED / \partial PEP = b = \text{constante}$, no se cumple, o bien la selección de la estación patrón no fue la correcta.

En la situación descrita, lo más aconsejable es mantener los registros sin modificaciones, y sólo intentar completarlos si ello es necesario mediante los métodos ya expuestos. Una vez completada la información faltante, y si es ese el caso, se recomienda intentar un nuevo análisis de doble masa; si este análisis no da los resultados mínimos esperados es recomendable desechar la utilización de este método y trabajar con la información disponible en bruto.

Por otra parte, para la completación de información faltante, el método más recomendado es el de regresión y correlación. Este, se presenta normalmente en función de relaciones lineales, pero en la aplicación práctica es posible advertir relaciones matemáticas distintas a las lineales, que otorgan una mejor calidad de ajuste y explican en mejor forma la situación en estudio. A modo de ejemplo, es posible citar dos modelos. El exponencial y el parabólico, que se expresan como sigue:

$$\hat{Y} = a * X^b \quad (\text{exponencial})$$

$$\hat{Y} = a + b * X^2 \quad (\text{parabólico})$$

donde;

$\hat{Y}$ = Dato a ser estimado.

X = Dato de la estación patrón.

a, b = constantes de regresión

Ambos pueden ser llevados a una relación lineal, mediante la aplicación de funciones logarítmicas, en el primer caso y definiendo una segunda variable $X^2 = X'$, en el segundo.

4.- BIBLIOGRAFIA

- 4.1 Espíndora, B. 1975. Elementos de Hidrología. Santiago, Universidad de Chile, Centro de Recursos Hídricos. 386 p.
- 4.2 Lara, A. 1985. Apuntes de hidrología de superficie. Centro de estudios y experimentación de obras Públicas, CEDEX-MOPU. Madrid, España. p.i.
- 4.3 Mintegui J., López F. 1990. La ordenación Agrohidrológica en la Planificación. Gobierno Vasco, Dpto. de Agricultura y Pesca. Vitoria Gasteiz, España. 306 p.
- 4.4 Searcy, J., Hardison, C. 1960. Double-mass curves. Manual of hydrology. Part I. Geological Survey. Washington, U.S.A. p.i.
- 4.5 UNESCO. 1982. Guía metodológica para la elaboración del Balance Hídrico de América del Sur. Oficina Regional de Ciencia y Tecnología para América latina y el Caribe. Montevideo, Uruguay. 129 p.

Luego,

$$\log Y = \log a + b * \log X \quad (\text{exponencial})$$

$$Y = a + b * X' \quad (\text{parabólico})$$

Lo anterior, permite la aplicación de las ecuaciones de regresión ya analizadas; sin embargo, para la determinación de la calidad del ajuste, no es posible la aplicación del coeficiente de correlación, toda vez que éste se define sólo en el marco de una relación lineal y aunque en este caso las expresiones originales se llevan a expresiones lineales, es importante considerar que las variables en estudio se relacionan en función de expresiones del tipo exponencial parabólico o cualquier otra no lineal. En esta situación, es posible utilizar como medida de la calidad de ajuste, el coeficiente de determinación, definido como sigue:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (Y_i - \bar{Y})^2}{\sum (Y_i - \bar{Y})^2}$$

donde;

$\bar{Y}$ = media de los datos observados

Y_i = dato observado

$\hat{Y}_i$ = dato estimado por el modelo

En el hecho, define qué porcentaje de la variación total de los datos es explicada por el modelo elegido, y su valor fluctúa entre 0 y 1, es decir:

$$0 \leq R^2 \leq 1$$

Por último, y como se ha señalado precedentemente, el uso de los métodos comentados, exige un conocimiento mínimo de la situación física a estudiar. Esto, con el fin de realizar una acertada selección de los mismos y con el propósito de permitir una adecuada interpretación de los resultados obtenidos, dado que éstos sólo son una estimación numérica de la realidad.

CAPTULO III

ANALISIS DE ALGUNOS TIPOS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTETICOS

1.- INTRODUCCION

La ingeniería hidrológica, posee como una de sus preocupaciones fundamentales el análisis de los volúmenes de agua generados por una cuenca, con el fin de reconocer y proyectar sus usos en términos de la disponibilidad existente.

De importancia son por ende, los estudios de crecidas realizados a través del análisis de hidrogramas, con el fin de que la información generada, sea útil al diseño de obras hidráulicas, al conocimiento científico hidrológico, al uso del recurso con fines productivos, etc.

Para este efecto, se poseen distintas metodologías que estiman volúmenes y caudales de crecida, las cuales dependen básicamente del tipo de información hidrológica disponible en el área de estudio. Así, y en función de la información con que se cuente, se tienen modelos que utilizan estadísticas pluviométricas y otros que usan sólo datos pluviométricos de la zona.

En el caso de disponer de información pluviométrica, la determinación de los caudales de crecida generados por las precipitaciones, se realiza en forma directa, a través de análisis de frecuencias de los gastos medidos en el cauce. Por el contrario, en el caso de contar sólo con información pluviométrica, la estimación de crecidas se realiza en forma empírica, a través de modelos basados en las características morfométricas de la cuenca en estudio. Dentro de estas metodologías, se encuentra el diseño de hidrogramas unitarios sintéticos, que entregan una primera aproximación de los caudales unitarios, los cuales constituyen la base del hidrograma total de una tormenta cualquiera.

2.- ANTECEDENTES SOBRE HIDROGRAMAS

Se definen a continuación, los conceptos básicos hidrológicos necesarios, para un adecuado análisis de los modelos de hidrogramas que se entregarán más adelante.

Un hidrograma se define como la relación gráfica existente entre las variables caudal (Q) y tiempo (t), de un área determinada, y obtenida en un punto del cauce, denominado punto de desagüe de la cuenca.

Los valores de caudal corresponden tanto a aguas superficiales o denominadas de escorrentía como a aguas subterráneas, ambas generadas por precipitaciones o deshielos en las cotas superiores. Los flujos subterráneos pueden convertirse en aguas superficiales, en el recorrido del cauce.

La relación caudal versus tiempo en un hidrograma, se obtiene en forma directa a través de las estadísticas pluviométricas que generan las redes hidrológicas, que consisten en una serie de estaciones equipadas con instrumentales específicos, como es el caso del limnógrafo. Sin embargo, en el caso de carecer de estaciones pluviométricas, y contar sólo con estaciones de medición de precipitaciones, como comúnmente ocurre en nuestro país, se utiliza una forma indirecta de generación del hidrograma; ésta se basa en las características morfométricas de la cuenca, como son la pendiente, cotas, áreas, largo del curso principal, etc. Luego, aquel hidrograma generado a partir de características morfométricas de la cuenca se denomina **Hidrograma Sintético**.

Para efectos de la construcción de un hidrograma sintético, es preciso contar con información pluviométrica del área de estudio, en el período de interés. Se requiere entonces, conocer la lluvia caída que ha generado una escorrentía o flujo directo sobre el cauce, o también llamada precipitación efectiva.

Así, la precipitación efectiva se define en términos generales, como :

$$Pe = P - I$$

donde :

Pe = Precipitación efectiva (mm).

P = Precipitación total caída (mm).

I = Pérdidas (mm)

Es decir, es la diferencia entre la precipitación total registrada y todas las pérdidas originadas en el período, ya sea por uso del agua, por evaporación o por infiltración. Esta metodología, para estimar precipitación efectiva, puede ser engorrosa en el caso de no contar con la información real de pérdidas.

Para el caso de contar ya con hidrogramas obtenidos en forma directa, la precipitación efectiva puede determinarse como sigue:

$$Pe = \frac{\int_{t1}^{t2} (Qa - Qb) dt}{S}$$

donde;

Qa = Caudal total.

Qb = Caudal subterráneo.

S = Superficie del área.

t = tiempo.

t2-t1 = tiempo de paso de la onda de crecida.

Asociado a lo expuesto, está el concepto de **Tiempo Unitario**, definido como el tiempo en el cual se ha producido la caída de una precipitación efectiva de magnitud 1 mm. Por ende se señala, que toda precipitación unitaria de igual tiempo unitario que cae sobre una misma unidad geográfica produce un mismo hidrograma que se denomina **HIDROGRAMA UNITARIO (H.U.)**. En otras palabras, un H.U. Sintético es la relación caudal v/s tiempo, que está generada por 1 mm de precipitación efectiva, caída en un tiempo unitario tu.

Un hidrograma unitario, cuenta con el apoyo de un hietograma, el cual señala las distintas intensidades de precipitación, en intervalos de tiempo. El hietograma, se puede obtener a través del análisis de los registros del pluviograma del área de estudio, en el caso de contar con tal instrumental.

Por otra parte, para la determinación del H.U., la duración total de la lluvia es dividida en intervalos de tiempo, para cada uno de los cuales existe una precipitación efectiva correspondiente.

Como generalidad, para cualquier hidrograma y en especial para el hidrograma unitario sintético, se requiere identificar los parámetros A, B y C de la figura 1:

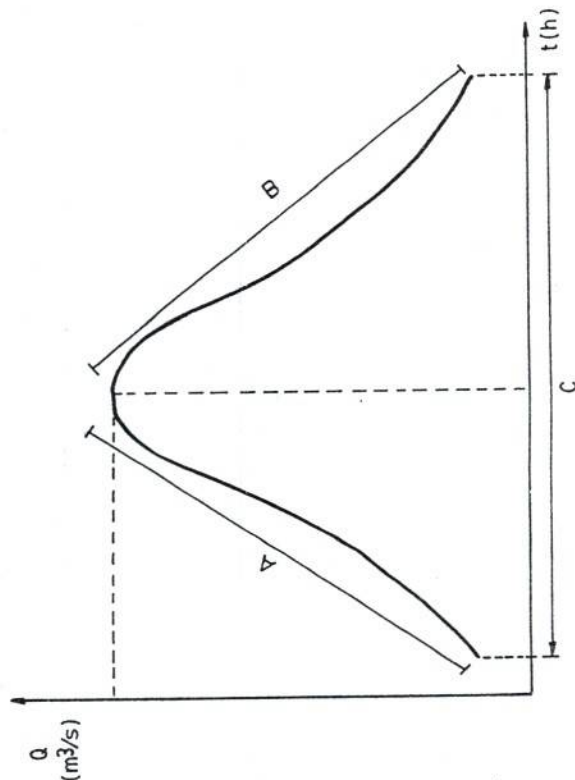


Figura 1 : Gráfica de un Hidrograma

A; corresponde a la curva de crecida, que es la parte del hidrograma donde se inicia la subida, alcanzándose el máximo caudal o caudal pico, en un tiempo denominado de crecida.

B; corresponde a la curva de bajada, que define el descenso de los caudales en el tiempo.

C; corresponde al tiempo base, que es aquel transcurrido entre el punto donde se inicia el aumento o crecida de los caudales, hasta el punto donde cesa la escorrentía superficial. A partir de ese punto, los caudales son generados sólo por escorrentía subterránea.

En el mismo contexto, existe un concepto teórico asociado, cuales, el tiempo de concentración, el cual corresponde al tiempo que le toma transitar a una partícula de agua desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el punto de desagüe. Para algunos autores este tiempo es equivalente al tiempo de retardo, definido como el tiempo transcurrido entre el centroide del hietograma y el caudal pico; otros en cambio, consideran que ambas expresiones no son equivalentes, dado que el tiempo de retardo lo definen como el lapso transcurrido entre el centroide del hietograma y el centro de masa del hidrograma.

Este tiempo, es posible obtenerlo con las siguientes fórmulas empíricas, que son las más comúnmente usadas :

i) Giandotti :

Es aplicable a pequeñas cuencas con pendientes fuertes, tales como cuencas cordilleranas . Su expresión es la siguiente :

$$T_c = \frac{0.5}{4 * (A) + 1.5 * L} + 0.8 * (H)$$

donde;

T_c = tiempo de concentración (h).

A = Area de la cuenca (Km^2).

L = Longitud del cauce principal (Km).

H = Altura media, descontando la cota origen de la cuenca sobre el punto estudiado. (m).

ii) U.S. Soil Conservation Service:

Su uso se recomienda para cuencas de tamaño mediano a grande. En áreas menores a $2 Km^2$, esta relación presenta problemas de subestimación.

$$T_c = 0.95 \left[\frac{L^3}{\partial H} \right]^{0.385}$$

donde;

L = Longitud del cauce principal (Km).
 ∂H = Diferencia de elevación (m), entre el punto más alto del cauce principal y el punto estudiado.

iii) Kirpich:

Es aplicable a pequeñas cuencas agrícolas :

$$T_c = 0.066 * \frac{0.77 L}{0.385 j}$$

donde;

$$j = \frac{C_{m\acute{a}x} - C_{m\acute{i}n}}{L}$$

El parámetro j corresponde a la razón entre la diferencia de cotas del punto más alejado de la cuenca ($C_{m\acute{a}x}$) y el punto de desagüe ($C_{m\acute{i}n}$), y la longitud del cauce principal (L).

En general, se recomienda no considerar tiempos de concentración que sean inferiores a 10 minutos.

3.- ALGUNOS TIPOS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTETICOS

Los modelos que se entregan como alternativos en este documento, y que son usados comúnmente por la ingeniería hidrológica, son los siguientes :

- Hidrograma Unitario Sintético de Snyder
- Hidrograma Triangular del U.S. Bureau of Reclamation
- Hidrograma Triangular de J. R. Témez

3.1.- Hidrograma Unitario Sintético de Snyder:

Es un modelo desarrollado por F.F. Snyder para cuencas ubicadas en los Montes Apalaches de E.E.U.U.

En general, el Hidrograma de Snyder define las siguientes formulaciones :

$$t_p = C_t * \left[\frac{L * L_{ca}}{0.5 S} \right]^{0.38}$$

$$q_p = \frac{275 * C_p}{t_p}$$

$$t_u = \frac{t_p}{5.5}$$

$$Q_p = \frac{q_p * A}{1000}$$

$$T_b = \frac{A}{1.8 * Q_p}$$

donde :

- t_p = Tiempo de retardo.(h)
- C_p, C_t = Constantes de Snyder.
- L = Longitud del cauce principal.(Km)
- L_{ca} = Distancia a lo largo del cauce principal, desde el desagüe hasta el punto sobre la corriente más cercano al centroide de la cuenca.(Km)
- q_p = Caudal pico unitario (l/s/Km²).
- t_u = Tiempo unitario, en el cual se registra la precipitación efectiva unitaria.
- Q_p = Caudal pico del hidrograma (m³/s).
- T_b = Tiempo base del hidrograma (h).
- S = Pendiente media de la cuenca (Mociomita)

$$S = h * \frac{\left[\frac{l_o + \sum_{i=1}^{n-1} l_i + l_n}{2} \right]}{A}$$

con

- h = Diferencia de altura entre curvas de nivel de la cuenca.
- l_o = Longitud de la curva de nivel de menor cota.
- l_n = Longitud de la curva de nivel de mayor cota.

- $\sum l_i$ = Suma de la longitud de las curvas de nivel intermedias.
- A = Superficie de la cuenca (m²).

En los casos en que el tiempo unitario desee aproximarse a un valor entero mayor, que se denominará t_u , será necesario modificar el tiempo de retardo t_p en la forma que sigue:

$$t_p \rightarrow t_{pm} = t_p + 0.25 (t_u' - t_u)$$

con ;

t_{pm} = tiempo modificado de retardo (h).
 t_u' = tiempo unitario de duración de la lluvia efectiva, aproximado al entero.

Esta modificación debe ser realizada, sólo en el caso que t_u' no esté incluido en el siguiente intervalo:

$$t_u - (0.1 * t_u) \leq t_u' \leq t_u + (0.1 * t_u)$$

La figura 2, muestra gráficamente las características del H.U. de Snyder.

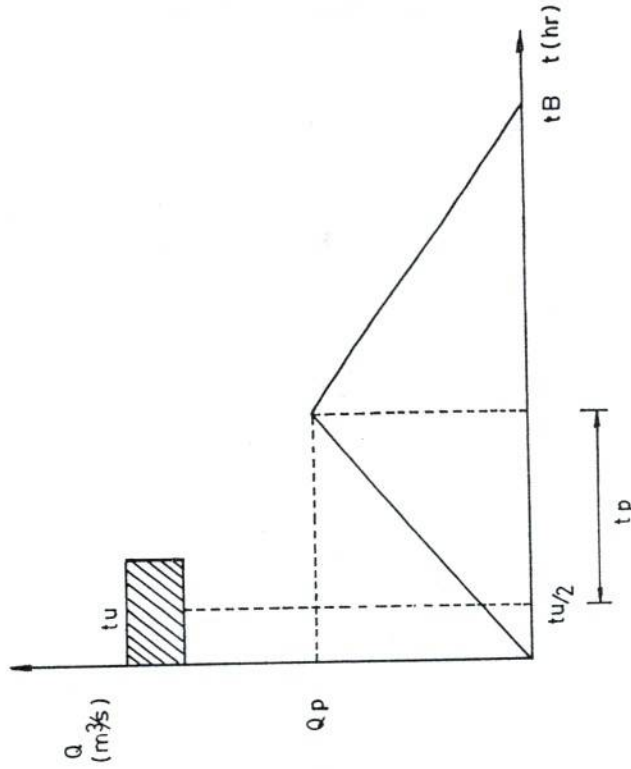


Figura N° 2 : Hidrograma Unitario Sintético de Snyder.

Asociado a lo expuesto y como resultado de un estudio desarrollado en Chile por A. Benítez y C. Rodríguez, en el año 1974, fue posible definir una aplicación particular de este hidrograma a algunas cuencas del sur del país. Así, el método del H.U. de Snyder, aplicado a Chile, presenta las siguientes relaciones ajustadas a nuestro país, y obtenidas para áreas menores a 4500 Km² ;

a) Zona MAIPO-MAULE :

$$tp = 0.3 * \left[\frac{L * Lca}{0.5} \right]^{0.44} S$$

-1.08

$$qp = 269 * tp$$

1.15

$$Tb = 2.320 * tp$$

b) Zona ITATA-VALDIVIA :

$$tp = 2.6 * \left[\frac{L * Lca}{0.5} \right]^{0.177} S$$

-0.865

$$qp = 0.190 * tp$$

0.85

$$Tb = 3.783 * tp$$

Y donde los parámetros L, Lca y S se definen de la misma forma que se analizó anteriormente. Lo mismo es válido para la obtención de los parámetros tu y Qp.

Finalmente, según Snyder la principal característica que predomina en el H.U., es el retraso de la cuenca o tiempo de retardo, definido como el tiempo transcurrido desde el centroide del hietograma hasta la ordenada de máximo caudal o caudal pico.

3.2.- Hidrograma Triangular del U. S. Bureau of Reclamation

Este hidrograma, es similar al anterior. Presenta un tiempo unitario de D horas y se define como un triángulo de base Tb, altura Qp y abscisa correspondiente al tiempo tp de dicha cota máxima. Estos parámetros están definidos de la siguiente forma :

$$tp = 0.5 * D + 0.6 * tc$$

$$Tb = 1.335 * D + 1.602 * tc$$

$$Qp = \frac{A * E}{1.8 * Tb}$$

donde :

tp = Tiempo de retraso o retardo en horas, no equivalente a la expresión de Snyder.

Tb = Tiempo base del hidrograma unitario (h).

Qp = Caudal pico (m3/s).

A = Area de la cuenca (Km²).

E = Precipitación que cae en un tiempo unitario D, que produce el H.U.; normalmente toma el valor 1 mm.

Para obtener el valor de tc, tiempo de concentración de la cuenca, se recomienda aplicar una de las fórmulas empíricas entregadas anteriormente. En el caso del valor de D, se recomienda utilizar el tiempo unitario obtenido por el H.U. Sintético de Snyder (tu=D=tp/5.5), o en caso contrario asimilarlo a la unidad.

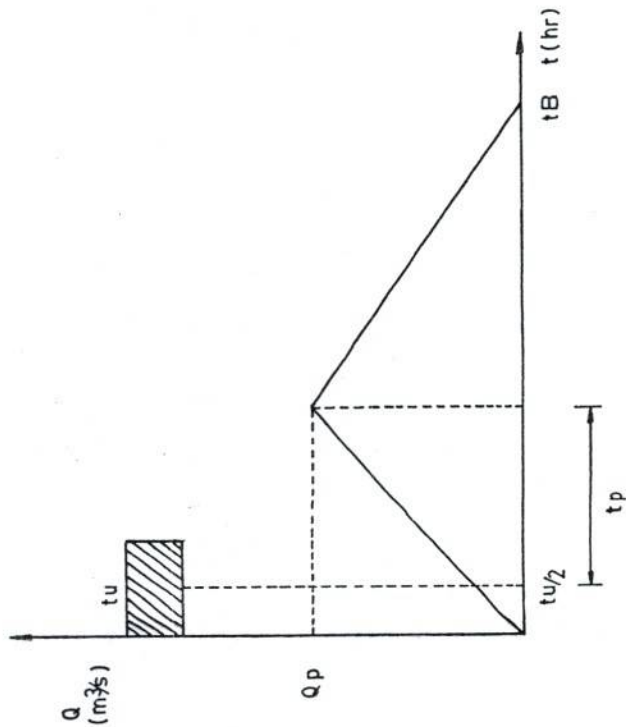


Figura N°3 : Hidrograma triangular del U.S.
Bureau of Reclamation.

3.3.- Hidrograma Triangular de J. R. Témez

Este hidrograma desarrollado en España y muy similar al anterior, presenta las siguientes formulaciones :

$$t_c = 0.3 * \left[\frac{L}{0.25} \right]^{0.75} i$$

$$t_p = 0.5 * D + 0.35 * t_c$$

$$T_b = 0.5 * D + 1.80 * t_c$$

De igual forma, la gráfica de este hidrograma es similar al anterior, como lo es el cálculo de Qp.

Por otra parte, el parámetro i corresponde a la pendiente del cauce, definida como sigue :

$$i = \frac{H_{m\acute{a}x} - H_{m\acute{í}n}}{L}$$

Donde;
Hmáx = Altura máxima de cauce.
Hmín = Altura mínima de cauce.
L = Longitud de cauce.

Finalmente, para los tres modelos presentados la obtención del hidrograma unitario se realiza como sigue :

Con los puntos (0,0)-(tp,Qp) y (tp,Qp)-(Tb,0), se obtienen dos rectas con pendientes contrarias, las cuales entregarán en una primera aproximación los gastos en los tiempos intermedios. En el caso del hidrograma sintético desarrollado por Snyder y adaptado por Benítez, el punto (tp,Qp) corresponde al punto (tp+0.5* tu, Qp), por efecto de que para este modelo el tiempo de retardo tp, se define como el lapso transcurrido entre el centroide del hietograma y el caudal pico.

4.- EJEMPLO EXPLICATIVO DE LOS MODELOS

Sea una cuenca que presenta la siguiente información morfométrica :

L =	8.75	Km
A =	40.80	Km2
H =	305.00	m
∂H =	390.00	m
i =	4.5	% (pendiente del cauce)
Lca =	5.00	Km
S =	0.149	(Mociomita)
Ct =	1.10	
Cp =	0.69	

Ct y Cp, obtenidos para la cuenca del Maule .

4.1. Cálculo del tiempo de Concentración

A modo de ejemplo, se presentan a continuación las formas de cálculo de los tiempos de concentración, definidos con anterioridad. Sin embargo, cabe hacer notar que la única de estas fórmulas que es utilizada posteriormente para el ejemplo práctico es Kirpich.

a) Giandotti :

$$t_c = \frac{4 * (40.80) + 1.5 * 8.75}{0.8 * (305)} = 2.768 \text{ h} \approx 2.8 \text{ h}$$

b) U.S. Soil Conservation Service :

$$t_c = 0.95 * \left[\frac{8.75}{390} \right]^{0.385} = 1.170 \text{ h} \approx 1.2 \text{ h}$$

c) Kirpich :

$$t_c = 0.066 * \frac{0.77}{0.045} = 1.157 \text{ h} \approx 1.2 \text{ h}$$

4.2. Cálculo de los hidrogramas

4.2.1.- H.U.Sintético de Snyder

$$t_p = 1.1 * \left[\frac{8.75 * 5}{0.149} \right]^{0.38} = 6.638 \text{ h} \approx 6.6 \text{ h}$$

$$t_u = \frac{6.6}{5.5} = 1.2 \text{ h}$$

$t_u = 1.2 + 0.8 = 2 \text{ h}$, lo que significa modificar t_p

por tanto ;

$$t_{pm} = 6.6 + 0.25 * 0.8 = 6.8 \text{ h}$$

$$q_p = 275 * \frac{0.69}{6.8} = 27.9 \text{ (l/s/Km}^2\text{)}$$

$$Q_p = \frac{27.9 * 40.8}{1000} = 1.138 \text{ m}^3/\text{s} \approx 1.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_b = \frac{40.8}{1.8 * 1.1} = 20.606 \text{ h} \approx 20.6 \text{ h}$$

$$Vol = \frac{20.6 * 3600 * 1.1}{2} = 40788 \text{ m}^3$$

Luego el volumen generado en la crecida es de 40788 m3

4.2.2.- Hidrogramas Unitarios Sintéticos de Chile

$$tp = 0.3 * \left[\frac{8.75 * 5}{0.149} \right]^{0.44} = 2.405 \text{ h} \approx 2.4 \text{ h}$$

$$tu = \frac{2.4}{5.5} = 0.436 \text{ h} \approx 0.44 \text{ h}$$

$tu' = 0.44 + 0.56 = 1 \text{ h}$, que implica modificar tp .

Por tanto ;

$$tpm = 2.4 + 0.25 * 0.56 = 2.54 \text{ h} \approx 2.5 \text{ h}$$

$$qp = 269 * (2.5)^{-1.08} = 98.3 \text{ (l/s/Km}^2\text{)}$$

$$Qp = \frac{98.3 * 40.8}{1000} = 4.01 \text{ m}^3/\text{s} \approx 4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tb = 2.320 * (2.5) = 6.349 \text{ h} \approx 6.4 \text{ h}$$

Luego el volumen de crecida es, 46080 m3

4.2.3.- Hidrograma triangular del Bureau of Reclamation

Se usará D con valor de 1 hora, de acuerdo al H.U.de Snyder adaptado para Chile.

$$tc = 1.2 \text{ h} \approx 1 \text{ h} \quad (\text{Kirpich})$$

$$tp = 0.5 * 1 + 0.6 * 1.2 = 1.220 \text{ h} \approx 1.2 \text{ h}$$

$$Tb = 1.335 * 1 + 1.602 * 1.2 = 3.257 \text{ h} \approx 3.3 \text{ h}$$

$$Qp = \frac{40.8 * 1}{1.8 * 3.3} = 6.869 \text{ m}^3/\text{s} \approx 6.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego el volumen de crecida es, 40986 m3

4.2.4.- Hidrograma Triangular de J.R. Témez

$$tc = 0.3 * \left[\frac{8.75}{0.045} \right]^{0.75} = 2.730 \text{ h} \approx 2.7 \text{ h}$$

$$tp = 0.5 + 0.35 * 2.7 = 1.445 \text{ h} \approx 1.5 \text{ h}$$

$$Tb = 0.5 + 1.80 * 2.7 = 5.36 \text{ h} \approx 5.4 \text{ h}$$

$$Qp = \frac{40.8 * 1}{1.8 * 5.4} = 4.197 \text{ m}^3/\text{s} \approx 4.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego el volumen de crecida es, 40824 m3

5.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

5.1. En primer lugar, es preciso destacar que toda obtención de información a través de métodos empíricos significa sólo una aproximación a la realidad, la cual puede servir de apoyo vital cuando se carece de estadísticas reales.

5.2. En el caso de la estimación de caudales a través de metodologías sintéticas, es fundamental que los datos de la orografía del área de estudio, posean la más alta confiabilidad posible, para lo cual es importante la utilización de cartografía actualizada y un conocimiento práctico de la cuenca.

5.3. Los modelos antes presentados y ejemplificados, son una alternativa válida para el cálculo de caudales y se utilizan comúnmente en la construcción de obras de ingeniería, como elemento base de sus diseños.

5.4. Asociado a la utilidad que prestan estos modelos, es altamente recomendable el contar con las probabilidades de ocurrencia de los caudales y volúmenes generados, toda vez que ello permitiría una predicción en un marco de mayor sensibilización estadística.

5.5. De los tres modelos desarrollados, el más comúnmente usado es el hidrograma sintético de Snyder ajustado a nuestro país; sin embargo, los otros dos modelos pueden resultar tan valederos como éste, lo cual será función del nivel de ajuste que dichos modelos posean sobre la realidad del país.

5.6. Las diferencias presentadas en la aplicación de los tres métodos expuestos, se deben fundamentalmente a los marcos conceptuales de cada uno de ellos y la consiguiente formulación matemática. Sin embargo, llaman la atención las similitudes en los resultados obtenidos por todos los métodos en el ejemplo desarrollado, a excepción del método Snyder, hecho que ameritaría la realización de una investigación. Asimismo, todos los modelos expuestos denotan una alta similitud en los volúmenes de crecida obtenidos.

5.7. Finalmente, al elegir un modelo, es aconsejable observar ciertas características de la cuenca, tales como superficie y pendiente, de tal forma que sea más visible la utilización de uno u otro método. Sin embargo, sería objeto de un

profundo estudio el estimar las constantes de los modelos propuestos en función de las características propias del país, ya que todos los tipos de hidrogramas sintéticos utilizados actualmente, a excepción del de Snyder adaptado a Chile, han sido formulados en otras regiones del mundo y por ende reflejan las características específicas de sus zonas.

6.- BIBLIOGRAFIA

6.1. Benítez, A. y Rodríguez, C. 1974. Método para la Determinación de Hidrogramas Unitarios Sintéticos en Chile. Escuela de Ingeniería, Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile. 84 p.

6.2. Corporación Nacional Forestal. 1986. **Sistemas de Protección Fluvial en el Manejo de Cuenas Hidrográficas.** Manual Técnico 4. Ministerio de Agricultura. Santiago, Chile. p.i.

6.3. Dirección General de Aguas. 1989. **Estudio de Factibilidad; Canal de Riego Pencahue.** Ministerio de Obras Públicas. Santiago, Chile. p.i

6.4. Linsley, R.; Kholer, M. y Paulus, J. 1975. **Hidrología para Ingenieros.** Editorial McGraw-Hill Latinoamericana S. A. Bogotá, Colombia. 386 p.

6.5. Mintegui, J. y López, F. 1990. **La Ordenación Agrohídrológica en la Planificación.** Departamento de Agricultura y Pesca, Gobierno Vasco. Vitoria, Gasteiz, España. 306 p.

6.6. Pizarro, R. y Novoa P. 1986. **Elementos Técnicos de Hidrología I.** Instructivos Técnicos. Corporación Nacional Forestal, Ministerio de Agricultura. La Serena, Chile. 57 p.

CAPITULO IV

DETERMINACION DE ALGUNAS TECNICAS DE MEDICION DE CAUDALES

1.- INTRODUCCION

La medición de caudales líquidos, en cauces naturales o artificiales, se constituye en una técnica de indudable importancia al momento de intentar definir estrategias de gestión de los recursos hídricos, toda vez que permite la cuantificación de un recurso cada vez más escaso y necesario.

En virtud de lo señalado, el conocer y reconocer la existencia de un conjunto de métodos que permitan inferir cuantitativamente en el tiempo las variables caudal y volumen, determinan el establecimiento de investigaciones que arrojen mayores antecedentes al proceso precipitación-escorrentía, con las correspondientes interrelaciones físicas y ecológicas.

El presente instructivo pretende, en un contexto de apoyo a la gestión profesional y a la docencia, el describir algunos métodos de estimación de caudales, en un marco orientador del uso y calidad de la estimación.

2.- ANTECEDENTES GENERALES

Se denomina gasto o caudal Q , con respecto a una superficie S , a la cantidad de fluido que pasa a través de dicha superficie durante un cierto tiempo t . Así, la unidad de medida para valores de caudal se determina por la razón unidad de volumen versus unidad de tiempo, y lo más comúnmente empleado es m^3/s .

En el mismo contexto, se consideran distintas formas de expresión del caudal, las que están en relación al uso de diversas expresiones del tiempo y a los diferentes objetivos que posee una determinada actividad. Luego, se tienen caudales instantáneos, medios diarios, medios mensuales, medios anuales, etc..

Por otra parte y como consecuencia del principio de conservación de la masa, se establece la siguiente relación como fundamento teórico en el cálculo de caudales:

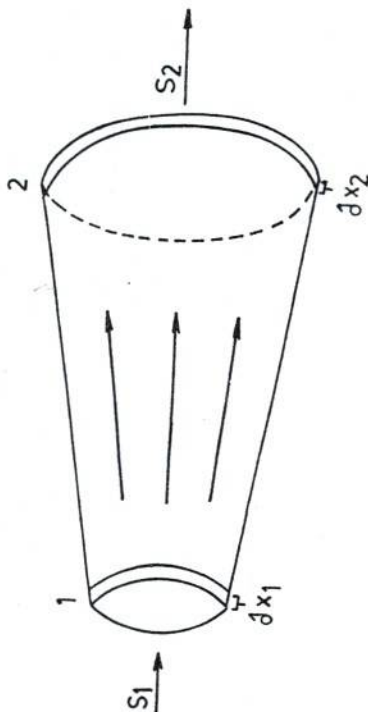


Figura N° 1 : Ecuación de Continuidad

Si se considera un tubo de corriente de sección variable donde se poseen dos puntos de análisis 1 y 2, se tiene lo siguiente:

∂X_1 = Recorrido del fluido por la sección i.

V_i = Velocidad del fluido a través de la sección i.

V_{oli} = Cantidad de volumen que pasa por la sección i en un tiempo dt.

∂m = Cantidad de fluido que atraviesa la sección S_i en un tiempo dt.

μ_i = Densidad del fluido en el instante i.

S_i = Sección de fluido i.

Luego, para el punto 1 se tiene :

$$\partial m = \mu_1 * dvol_1$$

$$dvol_1 = S_1 * V_1 * \partial t, \text{ donde } \partial X_1 = V_1 * \partial t, \text{ por ende,}$$

$$\partial m = \mu_1 * S_1 * V_1 * \partial t$$

Para el punto 2 se tiene :

$$\partial m = \mu_2 * \partial vol_2$$

$$\partial vol_2 = S_2 * V_2 * \partial t \text{ donde } \partial X_2 = V_2 * \partial t, \text{ por ende,}$$

$$\partial m = \mu_2 * S_2 * V_2 * \partial t$$

$$\text{Luego } \mu_1 * S_1 * V_1 * \partial t = \mu_2 * S_2 * V_2 * \partial t$$

Pero $\mu_1 = \mu_2$, luego se deduce la ecuación de continuidad :

$$S_1 * V_1 = S_2 * V_2$$

de lo que se desprende,

$$Q = S_i * V_i$$

3.- COMPORTAMIENTO DE LA VELOCIDAD DE FLUIDOS EN FUNCION DE LA ALTURA O PROFUNDIDAD EN SECCIONES TRANSVERSALES

La velocidad de la corriente de un cauce cualquiera, es variable en función de la profundidad de dicho cauce. Es decir, la obtención de la velocidad media de una determinada sección de espesor infinitesimal, no es posible determinarla en la superficie, sino que es necesario realizar algún tipo de inferencia.

Un primer aspecto referido a lo expuesto en el anterior párrafo, lo constituye el que la distribución vertical de velocidades, se modela en forma parabólica, tomando como premisa la inexistencia de obstáculos en el recorrido de la corriente.

Así se tiene lo que sigue, en términos gráficos, donde V representa la velocidad de la corriente, h la profundidad del curso y V_m velocidad media :

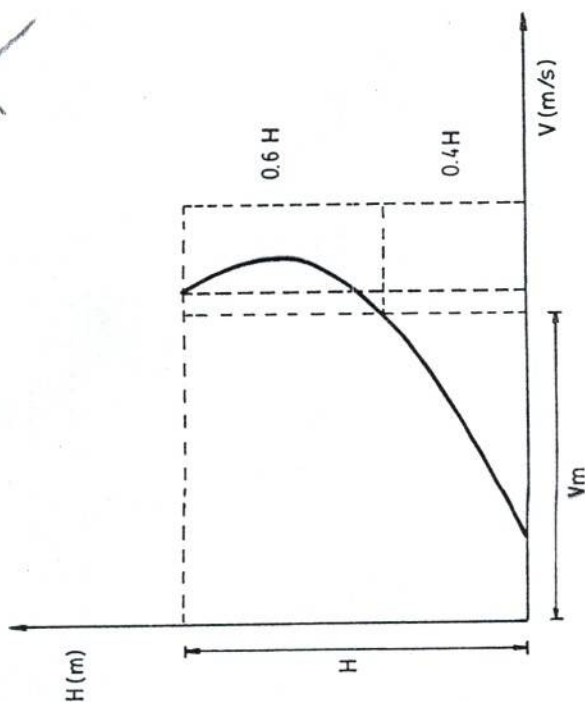


Figura N° 2 : Comportamiento de la velocidad en función de la profundidad de cauce.

En función de lo expuesto, surge como un elemento de importancia la determinación de la velocidad media de una sección de cauce, para lo cual existen variados métodos, todos ellos relacionados con el método usado para la determinación del caudal, por lo cual se tratará este aspecto en los párrafos siguientes.

4.- ALGUNOS METODOS DE ESTIMACION DE CAUDALES.

Los métodos existentes para la estimación de caudales, que presenta la literatura respectiva, son numerosos y variados en su concepción y aplicación, partiendo por métodos simples de tipo volumétrico hasta aquellos basados en radioisótopos.

En este documento, se pretende entregar una síntesis de aquellos métodos basados en aforos o medidas directas sobre el cauce, seleccionando aquellos más utilizados en Chile y que por ende poseen una mayor aplicación en el país.

4.1.- Aforo Volumétrico

4.1.1. Descripción del método.

Este método es aplicable a cauces donde se utiliza un estanque de volumen conocido (Vol), a través del cual es calculado el tiempo que demora en llenarse con la aportación generada por el caudal.

Dándose como premisa un cierto error y una determinada confiabilidad, es posible determinar el número de repeticiones, con las cuales se obtendrá una serie de datos de volumen (Voli), en ciertos lapsos, (ti), con lo cual será posible estimar el caudal.

Así se tiene lo siguiente;

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Voli} / t_i}{n}$$

donde;

$$\begin{aligned} t_i &= \text{tiempo } i \\ \text{Voli} &= \text{volumen al tiempo } i \\ Q &= \text{caudal} \\ n &= \text{número de repeticiones (mínimo tres)} \end{aligned}$$

4.1.2. Discusión del Método.

Este método es de alta confiabilidad, pero posee el problema que su utilidad está limitada a la condición de contar con un receptáculo que en primer lugar permita un adecuado almacenamiento del agua y en segundo lugar dé facilidades para la realización de la medida volumétrica. Por ello, su aplicación se restringe a pequeños cauces que drenen en algún estanque que cumpla las condiciones descritas, o bien cauces de mayor importancia que evacúen el agua hacia algún embalse. Sin embargo, y con respecto a esto último, es preciso señalar que para aplicar el método, es necesario conocer la tasa de evaporación del embalse, el nivel de vertido del mismo y las posibles filtraciones existentes, con el fin de no generar sesgos en la medición.

4.2. Aforo por Flotador

4.2.1. Descripción del Método.

Es uno de los métodos que se basan en dos elementos a ser definidos. El primero es el área o superficie de la sección por la cual transita el agua y el segundo es la velocidad media del fluido. Luego, su cálculo se fundamenta en la ecuación de continuidad, $Q = S * V_m$.

El área de la sección es posible determinarla a través de métodos topográficos, midiendo a lo ancho del cauce una serie de profundidades o calados de dicha sección, para posteriormente estos valores traspasarlos a un plano, desde donde por planimetría se puede obtener el área en cuestión.

El tipo de medición de la velocidad, es lo que hace diferir a este método de otros, ya que éste utiliza flotadores para la estimación de la velocidad media. Así, se define una distancia a recorrer sobre el cauce, por el flotador; se calcula el tiempo (t) que le toma al flotador recorrer la distancia predefinida (d), con lo cual es posible obtener la velocidad media superficial, a través del cociente d/t. Sin embargo, para que la medición posea consistencia estadística debe contemplar, a lo menos, tres repeticiones, de tal forma de disminuir el error experimental y el que proviene de la turbulencia propia del cauce.

Así, se puede señalar lo que sigue:

$$V_{ms} = \frac{\sum_{i=1}^n d / t_i}{n}$$

Donde;

V_{ms} = Velocidad media superficial
 d = distancia a recorrer por el flotador
 t = tiempo i
 n = número de repeticiones

Tabla 1: Valores de coeficientes para la aplicación de la fórmula de Bazin.
(Extraída del libro Hidráulica; López Cadenas, F.; Universidad Politécnica de Madrid, España.)

Naturaleza del Contorno	a	b
Muy liso	0.00015	0.0000045
Liso	0.00019	0.0000133
Poco liso	0.00024	0.0000600
De tierra	0.00028	0.0003500
De grava, guijarros, etc., con vegetación.	0.00040	0.0007000

No obstante lo expuesto, es necesario calcular la velocidad media (V_m), de la sección y no sólo la superficial. Para ello, se propone lo siguiente:

a) La V_m es aproximadamente un 80 % a un 90 % de la V_{ms} . Luego, en términos promedio, es posible señalar que:

$$V_m = 0.85 * V_{ms}$$

b) La V_m se puede obtener a partir de la fórmula de Bazin.

$$V_m = \frac{V_{ms}}{14 * (x) + 1}$$

$$\text{Donde } x = \frac{b}{a} + \frac{b}{R}$$

, con R = radio hidráulico y a, b coeficientes, cuyos valores se definen según la siguiente tabla.

4.2.2. Discusión del Método.

Este método presenta elementos de alta utilidad, sobre todo por la rapidez que involucra su aplicación. Sin embargo, demanda el contar con flotadores adecuados, que no se vean influenciados por la acción del viento, por lo cual las partes expuestas deben ser lo más reducidas posibles. Asimismo, las partes sumergidas deben ser pequeñas, con el fin de que el roce no sea un factor distorsionador de la medición.

Por otra parte, este método es difícilmente aplicable en grandes corrientes, porque ello implicaría una división de la sección en partes más pequeñas y por ende, sería muy complicado estimar la velocidad media superficial, considerando la necesidad de mantener al flotador en el carril correspondiente a cada sección. Por ello, se estructura un problema práctico de importancia, pero no insalvable.

Finalmente, es un método recomendado para corrientes pequeñas; además es de gran utilidad por la rapidez de cálculo y su precisión en régimen uniforme. En régimen turbulento, sus ventajas se ven desdibujadas por los factores ya expuestos.

4.3.- Aforo con Molinete

4.3.1. Descripción del Método.

En este método se asume conocida el área de la sección en el punto de medición y además se basa en la ecuación de continuidad. Su diferencia con respecto al anterior, radica en la forma de estimación de la velocidad media, que en este caso se realiza a través de un molinete o correntómetro.

El molinete o correntómetro es un instrumento de precisión que permite medir la velocidad del agua en determinados puntos de una sección transversal.

Consiste en un objeto compuesto por una hélice y un contador electrónico de revoluciones; su utilización se lleva a cabo sumergiendo el instrumento en el caudal a una determinada profundidad y por un tiempo conocido, sujeto a una barra graduada o un cable desde una pasarela por sobre el cauce del río, y donde su sección transversal es conocida.

La siguiente ecuación modela la velocidad del agua en función de las revoluciones de la hélice.

$$V = a * n + b$$

donde;

V = Velocidad de la corriente (m/s).

n = Número de revoluciones por unidad de tiempo, de la hélice del instrumento.

a y b = Coeficientes numéricos obtenidos experimentalmente en canales controlados, con pruebas de tarado que calibran correctamente el instrumento.

Luego se determina que :

$$V = a * \frac{N}{T} + b$$

donde;

N = Revoluciones de la hélice determinada por el contador electrónico.

T = Tiempo de sumergido del molinete.

Es posible emplear este método dividiendo la sección transversal del cauce en subsecciones, donde cada sección no debe superar en ancho al 10% del ancho total del cauce. Además todas las secciones son de profundidad conocida, luego

se sumergirá el instrumento donde se concentre la velocidad media para cada sección. Luego, resta por definir dónde se realiza la medición de velocidad por molinete, para obtener la velocidad media de la sección.

Se considera que la velocidad media se determina a un 60% de la profundidad de calado, o bien a un promedio de las profundidades 20% y 80%, medidas desde la superficie. Así se tiene:

$$V_m = V (0.6 * h) \text{ o}$$

$$V_m = \frac{(V (0.8 * h) + V (0.2 * h))}{2}$$

donde: V_m = Velocidad media
 h = Profundidad de calado

Los lugares físicos en donde se realiza la medición de caudales, se denominan estaciones hidrométricas, si son secciones controladas, o bien secciones de aforo si son utilizadas eventualmente.

No obstante lo anterior, es preciso señalar que el cálculo de la velocidad media con molinete, puede ser realizado subiendo el instrumento a velocidad constante desde el fondo del cauce, hasta la superficie.

Para llevar a cabo la medición de caudal con molinete en una sección dada de un río o curso de agua, es preciso seguir los siguientes pasos basados en los elementos anteriormente citados:

- Elegir una sección que posea un nivel importante de estabilidad hidráulica de lecho.
- Dividir dicha sección en áreas cuyo ancho no supere un 10% del ancho total del cauce, determinando la superficie de cada subsección involucrada
- Realizar mediciones de la velocidad de la corriente, a profundidades variables, en donde se asegure la obtención de la velocidad media para cada subsección.

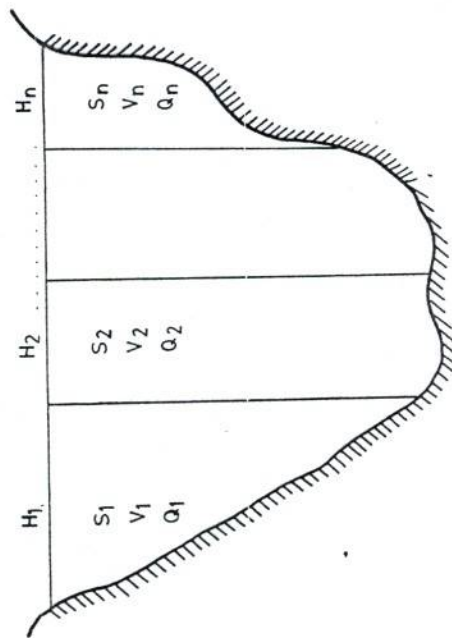


Figura N° 3 : Cálculo de caudal con molinete

d) Establecer la metodología de cálculo del caudal en la forma que sigue;

Sean;

S = sección
V = Velocidad
H = Profundidad

Así, el caudal total (Qt) será:

$$Q_t = \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^n S_i * V_i$$

Para las estaciones hidrométricas o estaciones de aforo, la precisión con la que se determina la superficie de la sección, (sección controlada), es mayorado que dichas secciones poseen en general buena estabilidad natural hidráulica de lecho, o bien son secciones revestidas, hecho que tiende a definir un alto grado de estabilidad.

Por otra parte, es importante también el contar con instrumentos bien calibrados, ya que de esta manera pueden obtenerse mediciones de gran precisión, cuyo error no supera el 10%. Sin embargo, todo esto es aplicable en caudales poco turbulentos, debido a que en caudales torrentosos y turbulentos, un instrumento puede fallar arrojando errores de importancia en la medición.

4.3.2. Discusión del método.

El método descrito, se presenta como el de mayor uso en el país, y por ende el de más amplia difusión. Así, es utilizado por empresas públicas y privadas en el más amplio espectro de ríos y cursos de agua.

Presenta la desventaja de que en su aplicación, requiere de personal especializado en estas técnicas, además de contar con una sección estable; no obstante ello, este hecho se transforma en una ventaja, dado que otorga mayor confiabilidad a la estimación. Asimismo, el elegir una sección estable desde un punto de vista hidráulico, significa que es posible la instalación de una estación hidrométrica, hecho que define a futuro un punto de control y estudio hidrológico. Por otra parte, es posible señalar que este método presenta una alta versatilidad, dado que permite su aplicación en cauces de diversa magnitud y tipo de gasto.

Finalmente, se puede decir que en base a esta metodología, se basa fundamentalmente la red hidrométrica de Chile, con lo cual se advierte la importancia de la misma para el país.

4.4. Aforo con Trazadores

Cuando se requiere la realización de aforos en zonas de aguas turbulentas, la utilización de los métodos reseñados anteriormente, puede definir errores de consideración. Por ello, en estas situaciones caracterizadas en Chile por zonas cordilleranas y precordilleranas, en donde se manifiestan altos rangos de

pendientes de lecho, es preferible la utilización de aforos con trazadores, en los que de carácter químico son los más utilizados.

Su uso se basa en el empleo de ciertos agentes como sal común, agentes fluorescentes, materiales radiactivos o cualquier otro material, el cual permita la medición de su concentración con facilidad, y permanezca inalterado con el fin de no provocar alguna reacción indeseable en el agua. A partir de estos factores es posible, mediante ecuaciones de concentración química o radioactiva, la determinación del caudal circulante.

No obstante lo anterior, es preciso destacar que normalmente se añade al trazador alguna sustancia que sea capaz de teñir al agua, con el fin de reconocer su paso por las secciones de control.

Por otra parte, los trazadores más frecuentemente utilizados son los químicos (sales), los que deben cumplir ciertas condiciones de importancia, las cuales son:

- a) Buena calidad del trazador en cuanto a que éste, al ser volcado en un curso de agua se mantenga en el mismo, sin fugas de ninguna especie ni sufrir alteraciones de ningún tipo.
- b) Es importante que los trazadores utilizados posean una baja toxicidad química, de tal manera que no deparen daños ambientales de consideración.
- c) Otra característica de importancia es que el trazador debe ser lo suficientemente soluble en el agua, de tal forma de permitir su incorporación adecuada, sin riesgo de provocar concentraciones excesivas por no disolución.
- d) Finalmente, es determinante que el trazador sea fácilmente identificable en términos cuantitativos, especialmente en concentraciones bajas, de tal manera de permitir una estimación de la mayor precisión posible.

En el presente documento, se tratarán los métodos de Integración e Inyección Continua, válidos ambos para trazadores químicos y radioactivos, y los cuales son los que más recurrentemente son citados, por la literatura especializada.

4.4.1.- Método de Integración

Este método **asume** que para un punto (1) del flujo de agua, de sección transversal S1, se incorpora en forma instantánea y de una sola vez, un cierto volumen conocido V, en litros, (l), de un soluto conocido, conteniendo una concentración que también es conocida y es N1 gr/l. Luego, el peso del elemento químico inyectado, es $P = N1 * V$.

Aguas abajo, en un punto (2) del caudal de sección transversal S2, la sal se ve mezclada homogéneamente en el fluido, el cual presenta un caudal Q (m³/s), que es el valor que se desea conocer.

Así, se modela el siguiente comportamiento de la variación de la concentración inicial en función del tiempo.

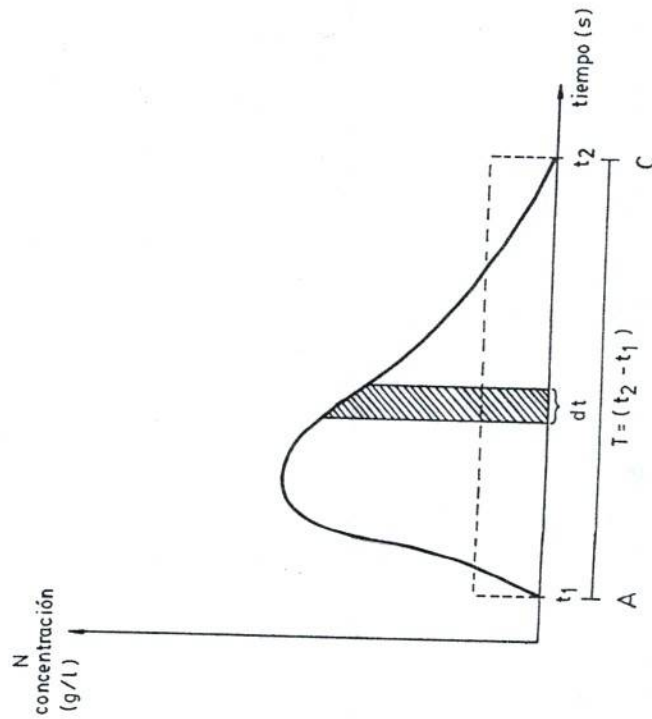


Figura N° 4 : Modelamiento de la concentración respecto al tiempo.

donde;

N = Concentración (gr/l).
t = Tiempo.

Para un instante dt, la concentración del caudal Q es n; luego, los gramos dP, que pasan por S2, en el instante dt segundos, quedan definidos por la siguiente expresión :

$$dP = n \left[\frac{gr}{l} \right] * Q \left[\frac{l}{s} \right] * dt (s) = n * Q * dt (gr)$$

Por consiguiente, se tiene;

$$P = \int_{t1}^{t2} n * Q dt = Q * \int_{t1}^{t2} n dt = N1 * V$$

Donde, $t2 - t1 = T$, que es el tiempo en que se extraen las muestras del agua en la sección S2, el cual va desde el inicio, hasta el final del paso de la ola de concentraciones.

Por otra parte, el área bajo la curva de la figura 4, AC, representa el área de la campana de concentraciones, por lo cual;

$$AC = \int_{t1}^{t2} n dt, \text{ que en términos finitos, queda;}$$

$$AC = \sum_{i=1}^r \partial t * \sum_{i=1}^r ni, \text{ donde,}$$

r = número de intervalos
 n_i = concentración al tiempo i
 Δt = amplitud del intervalo de tiempo

Asimismo, si se define por N_m , la concentración media, donde,

$$N_m = \frac{AC}{T}, \text{ es posible determinar lo siguiente.}$$

$$i) \quad AC = \int_{t1}^{t2} n \, dt \quad ==> \quad AC = T * N_m$$

$$ii) \quad Q = \frac{V * N1}{\int_{t1}^{t2} n \, dt}$$

$$iii) \quad P = V * N1 \quad y \quad AC = T * N_m$$

Finalmente se tiene ;

$$Q = \frac{V * N1}{T * N_m}$$

Donde,

$N1$ y Nm : Se determinan en laboratorio con el fotocolorímetro.

$T = t2 - t1$: Se determina en terreno, donde se mide el tiempo en que alguna sustancia tñe el rfo, como la fluoresceína.

$t1$: Tiempo de llegada a la sección S2 de la nube de fluoresceína.

V : Se mide con probeta en terreno.

Para este método se pueden efectuar las repeticiones que sean necesarias.

4.4.2.- Método clásico o de inyección continua

Este método, posee sus fundamentos en aspectos técnicos similares al anterior. Así, su aplicación pasa por la aplicación de inyecciones continuas de un mismo volumen, V , con igual concentración $N1$ de soluto, en una sección transversal $S1$ del caudal. Esto provocará la aplicación de un caudal constante " q ".

Por otra parte, en el punto S2 de toma de muestras, se advertirá una sumatoria de concentraciones en función de las inyecciones continuas, la cual se estabilizará en una concentración $N2$, producto de la adición de campanas de concentración, las que son determinadas por cada volumen inyectado al agua. (Ver figura 5). De igual forma, el tiempo empleado en el proceso de inyección es, $t1 + t2$, donde $t1$ es el tiempo empleado por las partículas más rezagadas, en llegar a la estación de toma de muestras S2, y $t2$ es el tiempo que dura la concentración $N2$. Transcurrido ese lapso, existirá otro tiempo $t1$, en el cual la concentración descenderá hasta el valor inicial,

Lo anterior determina gráficamente, lo siguiente:

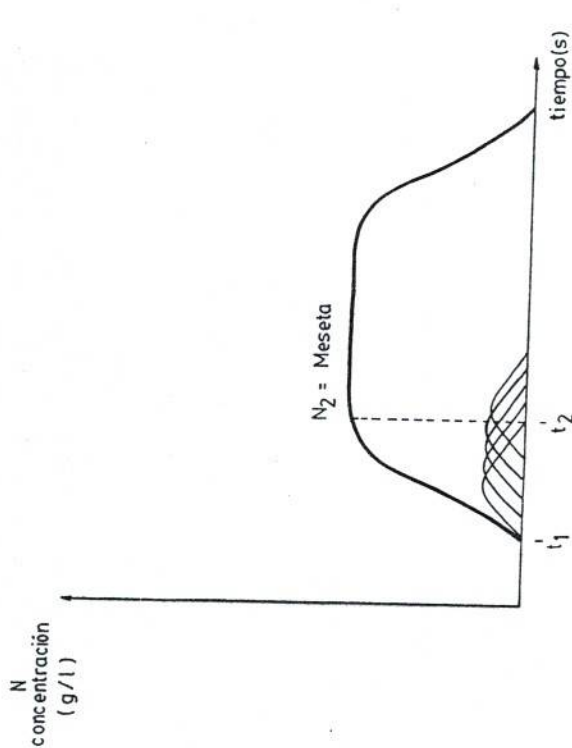


Figura 5 : Modelamiento de la variación de la concentración con respecto al tiempo.

Entonces, lo que se está inyectando es un caudal constante q , en S_1 . Asimismo, por S_2 está circulando un valor de caudal $(Q+q)$, donde Q es el caudal del cauce. Luego, se debería establecer una igualdad de pesos de soluto que pasan por unidad de tiempo, en S_1 y S_2 . Así, se tiene;

$$P_1 = q \text{ (l/s)} * N_1 \text{ (gr/l)} \text{ y } P_2 = (Q + q) \text{ (l/s)} * N_2 \text{ (gr/l)}$$

Donde, P_1 y P_2 , representan los gramos del trazador que se inyectan por segundo en S_1 y los gramos del trazador que circulan por S_2 , respectivamente. Luego, por la condición de continuidad, queda la siguiente expresión.

$$q * N_1 = (Q + q) * N_2$$

Donde q es despreciable con respecto a Q , por ende,

$$Q = q * \frac{N_1}{N_2}$$

Es importante destacar, que para este método es necesaria la utilización de algún tipo de bomba inyectora, con el fin de realizar una aportación continua del volumen que contiene al trazador, propendiendo con ello a una medición estadísticamente confiable.

4.4.3. Discusión de los métodos por trazadores

En general, se puede señalar que los aforos con trazadores son aplicables en caudales de considerable turbulencia, de gran pendiente, donde el aforo con molinete puede inducir a errores importantes. De igual manera, no son aplicables a caudales de poca turbulencia, dado que en ellos se dificultaría la mezcla homogénea del trazador.

Por otra parte, al comparar los métodos de Integración y de Inyección Continua, es posible plantear lo que sigue:

- Ambos métodos en términos generales, conducen a estimaciones de buena calidad, en tanto se cumplan los factores técnicos que condicionan su uso.
- No obstante lo expuesto en el anterior punto, el método de Inyección Continua, exige el uso de una bomba dosificadora o similar, que sea capaz de inyectar el trazador en la corriente, a un caudal constante. Además, el empleo de dicha bomba, define una preparación in situ que complica la utilización de este método.
- Lo anterior, cobra mayor relevancia si se utiliza un trazador de tipo radiactivo, dado que en este tipo de casos, la recomendación técnica plantea el reducir a un mínimo las manipulaciones. Por ello, el método de Integración, en virtud de que precisa una inyección instantánea del trazador, permite una mayor

seguridad, dado que éste puede ser preparado en el laboratorio, sin necesidad de manipulaciones posteriores.

d) Por último, el método de Integración, presenta una mayor dificultad experimental, que el método de Inyección Continua; ello, porque necesita de una toma de muestras periódica para definir la curva de concentraciones y para el posterior cálculo del área bajo la curva, situación que no es tan determinante en el otro método, el cual necesita sólo definir la concentración estabilizada en la meseta.

5.- CONSIDERACIONES FINALES

Los métodos descritos anteriormente, no pretenden cubrir la amplia gama de posibilidades existentes para la realización de estimaciones de caudal en cauces abiertos. No obstante ello, presentan la particularidad de poseer un amplio espectro geográfico y profesional de utilización, especialmente en lo que respecta a aforos con molinete y con flotadores.

Por otra parte, en el presente documento la descripción que de los métodos se realiza, pretende entregar pautas claras de utilización técnica a profesionales ligados a las ciencias hidrológicas, en un marco de contenido práctico que no prescinda de los fundamentos teóricos que los han originado.

Finalmente, la elección de uno u otro método siempre será función de cada investigador, y de su propia experiencia, toda vez que los objetivos que guíen su accionar serán los que definan el nivel de detalle requerido, y por ende el método a ser aplicado.

6.- BIBLIOGRAFIA

- 6.1. Chow, V. 1964. **Handbook of Applied Hydrology**. New York, Mc. Graw-Hill. p.i.
- 6.2. Cirugeda, J. 1985. **Redes Hidrológicas**. Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, España. p.i.
- 6.3. Japan International Cooperation Agency. *s/f. Runoff Calculation Method*. Reference material for river engineering course. Tokio, Ministry of Construction. 218 p.
- 6.4. López, F. y Mintegui, J. 1983. **Hidráulica**. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid, España. 354 p.
- 6.5. Mintegui, J. y López, F. 1990. **La Ordenación Agrohidrológica en la Planificación**. Departamento de Agricultura y Pesca. Gobierno Vasco. Vitoria, Gasteiz. España. 306 p.
- 6.6. Pizarro, R; Hernández, I; Torres, H; et al. 1988. **Elementos Técnicos de Hidrología II**. Unesco-Rostlac, Proyecto Regional Mayor, Chile. Montevideo, Uruguay. 109 p.
- 6.7. Unesco. 1982. **Guía Metodológica para la Elaboración del Balance Hídrico de América del Sur**. Oficina Regional de Ciencia y Tecnología para América latina y el Caribe. Montevideo, Uruguay. 130 p.

CAPITULO V

PREDICCIÓN DE CAUDALES RECESIVOS MEDIANTE MODELOS MATEMÁTICOS

1.- INTRODUCCION

El análisis de hidrogramas de escorrentía, que permite definir el comportamiento de caudales en función del tiempo en alguna sección de control, es un elemento central para inferir las características hidrológicas, geológicas, edafológicas, morfológicas y vegetacionales de la cuenca en términos generales. Así por ejemplo, cuencas desprovistas de vegetación, poseerán en términos globales tiempos de concentración menores que alguna unidad hidrográfica con una adecuada cobertura vegetal.

En este contexto, un hidrograma es un elemento primordial de análisis, para definir comportamientos hidrológicos, y en el cual se reflejan las aguas provenientes de dos fuentes centrales, a saber:

- a) Aguas que discurren por la superficie del terreno y los cursos de agua (escorrentía superficial).
- b) Aguas que se infiltran en el terreno, llegan a la zona de saturación del suelo, y después de cierto tiempo se unen a los cauces superficiales (escorrentía subterránea).

El presente documento, pretende entregar algunos lineamientos técnicos, que permitan estudiar a partir de hidrogramas en secciones controladas, el comportamiento de la curva de agotamiento, es decir aquella parte del hidrograma que es función exclusiva de las aguas subterráneas, con el fin de modelar su accionar en virtud de fórmulas matemáticas.

2.- CARACTERIZACION DE UN HIDROGRAMA

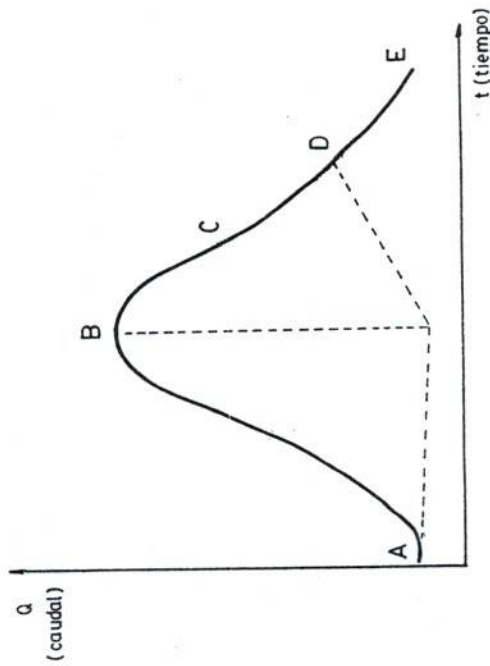


Figura 1: Hidrograma de Crecida.

Como se ha señalado, en el Hidrograma se reflejan las aguas provenientes de la escorrentía superficial y subterránea. Así en la figura 1 que representa un hidrograma de crecida, se aprecian los siguientes componentes.

- Curva de crecida: Corresponde a la parte del hidrograma comprendida entre los puntos A y B, entre los cuales se inicia la crecida y se alcanza el caudal punta.
- Curva de bajada: Corresponde al tramo comprendido entre los puntos B y D y en donde D, representa el fin de la afluencia de aguas superficiales.
- Curva recesiva o de agotamiento: Comprende los puntos D y E, en donde las aguas proceden teóricamente de alimentación subterránea en forma exclusiva, generando la curva de agotamiento o curva de caudales recesivos.

Ahora bien; entre los puntos A y D se produce una mezcla de aportaciones superficiales y subterráneas, y en donde es necesario separar ambos aportes. La

forma más utilizada en Chile, define que a partir del punto A se sigue imaginariamente la tendencia que traía el hidrograma antes de la crecida, hasta la proyección del caudal punta, y desde ahí el caudal subterráneo crece hasta interceptar el segundo quiebre de la curva de bajada, como se señala en la figura 1. Así, toda el área que está bajo la línea punteada, entre los puntos A y D, representa el volumen de aporte subterráneo, en tanto que el área que se ubica por sobre la línea punteada, define el hidrograma superficial. Por ende a partir del punto D, se está en presencia de caudales provenientes exclusivamente de aportes subterráneos, y ese tramo es el que interesa a los objetivos de este documento.

En el contexto descrito surge un elemento central, el cual es cómo determinar los quiebres de la curva de bajada del hidrograma, con el fin de definir el punto D a partir del cual se generan caudales recesivos. Para ello se utiliza un gráfico $\lg Q$ v/s tiempo (t), como se muestra en la figura 2.

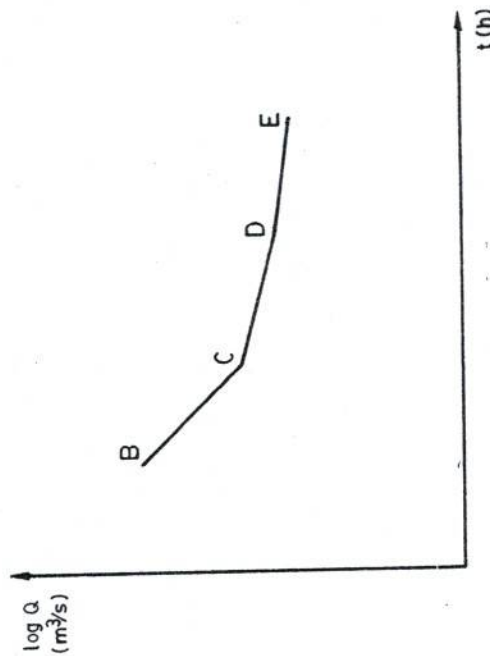


Figura N° 2: Determinación de los quiebres en la curva de bajada.

Al someter la información de la curva de bajada a un gráfico $\lg Q$ v/s t, los datos adquieren una distribución gráfica lineal, con lo cual es posible determinar el segundo quiebre y sus coordenadas. Cabe señalar que en términos prácticos, lo anterior no se cumple rigurosamente toda vez que se debe trabajar con una nube de puntos.

3.- DETERMINACION MATEMATICA DE LA CURVA DE AGOTAMIENTO

La curva de agotamiento, posee la característica de que la variación del caudal en función del tiempo posee valor negativo, es decir, dQ/dt es menor que 0. Asimismo sus coordenadas de partida, pueden definirse como Q_0 para $t = 0 = t_0$.

En este marco, se definirá un modelo matemático por dos procedimientos, a saber, el que se propone en este documento, y aquel que propone Cirugeda (1), determinándose que ambos métodos obtienen una expresión final equivalente. Asimismo es dable señalar que el método que aquí se propone, es de resolución matemática y comprensión conceptual, adecuado a los conocimientos de cualquier profesional involucrado en el tema, en tanto que el que propone Cirugeda, involucra una mayor comprensión hidráulica del fenómeno a modelar, lo cual posee ventajas y desventajas. Para diferenciarlos se denominará a los métodos que aquí se describen, método matemático y método hidráulico.

3.1.- Método Matemático

Se sabe que $dQ/dt < 0$

donde;

Q = caudal
 t = tiempo.

Si se asume que la variación del caudal en el tiempo, es proporcional al mismo caudal, queda lo siguiente:

$$dQ/dt = -\alpha * Q \quad (1)$$

donde; α = constante de proporcionalidad.

Operando queda;

$$dQ/Q = -\alpha * dt \quad (2)$$

Se sabe además que cuando $Q = Q_0$, se define que $t = 0 = t_0$. Integrando (2) entre los límites t y t_0 , se define:

$$\ln \frac{Q}{Q_0} = -\alpha * t \quad (3)$$

lo cual queda como sigue,

$$\ln Q - \ln Q_0 = -\alpha * (t - t_0) \quad (4)$$

Por ende;

$$Q = Q_0 * e^{-\alpha * (t - t_0)} \quad (5)$$

donde α es una constante de la curva, que se define como coeficiente de agotamiento.

3.2.- Método Hidráulico

El autor Cirugeda cita a Serra, según el cual, "el vaciado de un acuífero se puede asimilar a un amplio recipiente lleno de material poroso, que vierte por un orificio un caudal Q con una carga hidráulica variable h , donde h representa la altura de una columna de agua para cada instante de tiempo t , correspondiendo h_0 al instante inicial t_0 , con un caudal Q_0 ".

En un instante de tiempo dt , se desagua un volumen dV , es decir:

$$dV = -Q * dt \quad (1)$$

Por otra parte, la pérdida de carga dh que se produce es:

$$dh = \frac{Q * dt}{-S} \quad (2)$$

donde S es la superficie del recipiente considerado.

Según Cirugeda, admitiendo que se cumple la ley de Poiseuille, en que el caudal es proporcional a la carga variable, se define que;

$$Q = C * h \quad (3)$$

Reemplazando (3) en (2), se tiene;

$$C * h * dt = - S * dh \quad (4)$$

Operando, queda;

$$- C/S * dt = dh/h \quad (5)$$

Integrando (5) entre los límites t y to, resulta;

$$- (C/S) * t \Big|_{t_0}^t = \ln h \Big|_{t_0}^t$$

Pero de (3), se obtiene que $h = Q/C$, luego;

$$- (C/S) * (t - t_0) = \ln (Q/C) - \ln (Q_0/C)$$

con lo cual,

$$Q/Q_0 = e^{- (C/S) * (t - t_0)}$$

Si se determina que $C/S = \alpha$, definido este parámetro como el coeficiente de agotamiento de la cuenca, se llega a la expresión siguiente;

$$Q = Q_0 * e^{- \alpha * (t - t_0)}$$

análoga al anterior método.

Cabe señalar que el modelo planteado, permite realizar extrapolaciones temporales más allá de las que se presentan en los ejemplos prácticos del punto 4, ya que su consistencia ha sido comprobada en términos óptimos. Lo anterior deja de ser válido si se registra en la cuenca un nuevo proceso precipitación escorrentía, dado que ello define el término de la curva de caudales recesivos para el período considerado.

3.3.- Capacidad de Almacenamiento de la Cuenca

Una vez determinada la expresión de la curva de agotamiento, es posible definir a **grosso modo**, la capacidad de almacenamiento de agua de la cuenca receptora, integrando la curva de agotamiento a partir del instante to, hasta t = infinito.

$$\text{Así,} \quad V = \int_{t_0}^{\infty} Q(t) * dt$$

donde;

V = Volumen (m3)

Q = Caudal (m3/s)

t = tiempo.

Para la curva teórica ya definida, se tiene:

$$V = \int_{t_0}^{\infty} Q_0 * e^{- \alpha * (t - t_0)} dt = \frac{- Q_0 * e^{- \alpha * (t - t_0)}}{- \alpha} \Big|_{t_0}^{\infty}$$

$$\text{Así,} \quad V = \frac{Q_0}{\alpha}$$

Estimación que es por defecto, al no considerar pérdidas por evaporación.

3.4.- Consideraciones Técnicas sobre el Método

El modelo teórico que se plantea, más que una fórmula dada como expresión de una ley rigurosa, responde a una expresión matemática que debe ajustarse a datos empíricos. Así, el modelo debe ser ajustado a un número importante de crecidas con el fin de conocer su comportamiento frente a datos reales. Para ello, se sugiere utilizar algunas medidas de bondad de ajuste como son las que siguen:

3.4.1.- Coeficiente de determinación (R²): Determina qué proporción de la variación total del hidrograma observado, es explicada por el hidrograma modelado:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}$$

donde;

y_i = Ordenada del hidrograma observado.

$\bar{y}$ = Promedio para las ordenadas del hidrograma observado.

$\hat{y}_i$ = Ordenada del hidrograma modelado.

3.4.2.- Desviación media cuadrática (DMC): Representa la desviación promedio de cada valor modelado, con respecto al valor observado:

$$DMC = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n} \right]^{0.5}$$

donde;

n = Número de pares observados.

4.- EJEMPLO PRACTICO DEL MODELO MATEMATICO

Los datos que se emplearán, pertenecen a registros de la Dirección General de Aguas, VII Región y específicamente se cuenta con antecedentes fluviométricos de la estación Las Rastras, en el río Lircay. Se presenta la Tabla de Gastos que define el caudal (Q) en función de la altura (H), con la cual se modela el comportamiento de dos crecidas ocurridas en Julio y Agosto de 1990.

Cuadro 1: Curva de Gastos del río Lircay en Las Rastras

H(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4.9	1.00	1.15	1.30	1.45	1.60	1.75	1.90	2.05	2.20	2.35
5.0	2.50	2.90	3.30	3.70	4.10	4.50	4.90	5.30	5.70	6.10
5.1	6.50	6.95	7.40	7.85	8.30	8.75	9.20	9.65	10.10	10.55
5.2	11.00	11.55	12.10	12.65	13.20	13.75	14.30	14.85	15.40	15.95
5.3	16.50									

Gastos (m3/s)

donde;

H = altura (m)

4.1.- Modelación de la Crecida 1: (25 - 26 de Julio de 1990)

A partir del gráfico lg Q v/s t, y utilizando los datos de la figura 3, se logra ubicar el segundo punto de inflexión, el que se encuentra a las 14 horas del 26 de Julio que corresponde a Q₀ = 5.7 (m3/s), donde la hora 14 representa el tiempo de partida de la curva recesiva.

Luego;

$$Q = Q_0 * e^{-\alpha * (t - t_0)}$$

$$Q_0 = 5.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_0 = 14 \text{ h; Julio 26}$$

$$Q = 5.7 * e^{-\alpha * (t - t_0)}$$

Tomando cualquier otro valor de t, en este caso t = 24 para el 26 Julio, que corresponde en la figura 3, a la ordenada 48, se obtiene un nuevo valor de Q = 4.9 m3/s, que es menor a Q₀.

Luego, aplicando ésto a la ecuación y despejando α , se obtiene;

$$\alpha = 0.015$$

Finalmente el modelo matemático queda de la forma:

$$Q = 5.7 * e^{-0.015 * (t - 14)}$$

Asimismo y conforme se señala en 3.3, la capacidad de almacenamiento de la cuenca, estimada por defecto, es la siguiente:

$$C = Q_0 / \alpha = 380 \text{ m}^3$$

donde C = Capacidad de almacenamiento de la cuenca en m³, para la crecida correspondiente.

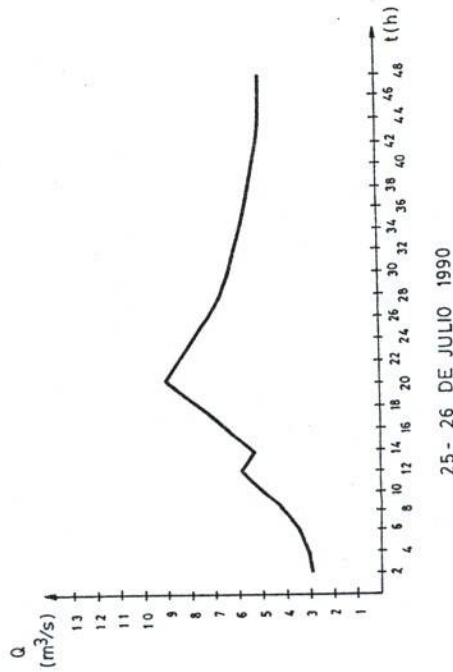


Figura N° 3 : Hidrograma, Río Lircay en Las Rastras
Crecida 25-26 de julio de 1990

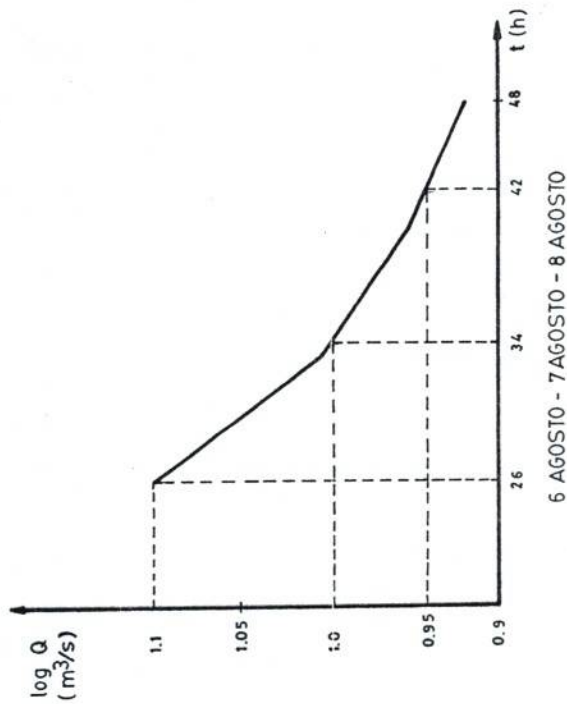


Figura N° 4 : Curva logarítmica de bajada, Río Lircay en Las Rastras. Crecida 25-26 de julio de 1990

4.2.- Modelación de la Crecida 2 (6 - 7 - 8 de Agosto de 1990)

A partir del gráfico $\lg Q$ v/s t , y utilizando los datos de la figura 5, se logra ubicar el segundo punto de inflexión, el que se encuentra a las 06 horas del 08 de Agosto que corresponde a $Q_0 = 8.8 \text{ (m}^3/\text{s)}$, como se muestra en la figura 6, donde la hora 06 representa el tiempo de partida de la curva recesiva.

Luego;

$$-\alpha * (t - t_0)$$

$$Q = Q_0 * e$$

$$Q_0 = 8.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_0 = 06 \text{ h; Agosto 08}$$

$$-\alpha * (t - t_0)$$

$$Q = 8.8 * e$$

Tomando cualquier otro valor de t, en este caso t = 12 para el 08 de Agosto, que corresponde en la figura 5, a la ordenada 48, se obtiene un nuevo valor de Q = 8.3 m³/s que es menor a Q₀.

Luego, aplicando esto a la ecuación y despejando α, se obtiene;

$$\alpha = 0.00975$$

Finalmente, el modelo matemático queda de la forma:

$$Q = 8.8 * e^{-0.00975 * (t - 06)}$$

Asimismo y conforme se señala en 3.3, la capacidad de almacenamiento de la cuenca, estimada por defecto, es la siguiente:

$$C = Q_0/\alpha = 903 \text{ m}^3$$

donde;

C = Capacidad de almacenamiento de la cuenca en m³, para la crecida correspondiente.

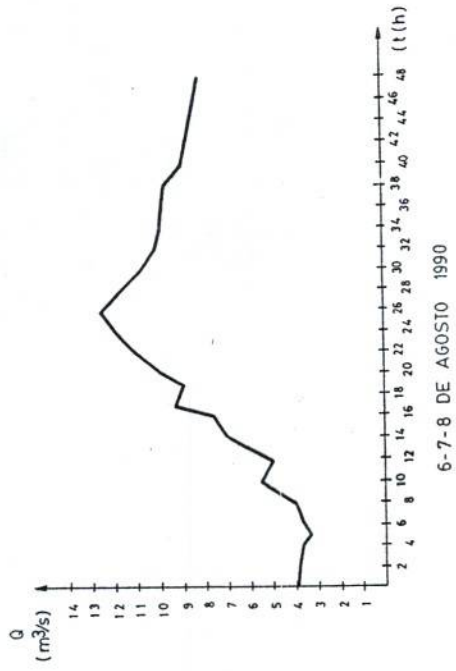


Figura N° 5 : Hidrograma, Río Lircay en Las Rastras
Crecida 6-7-8 de Agosto de 1990.

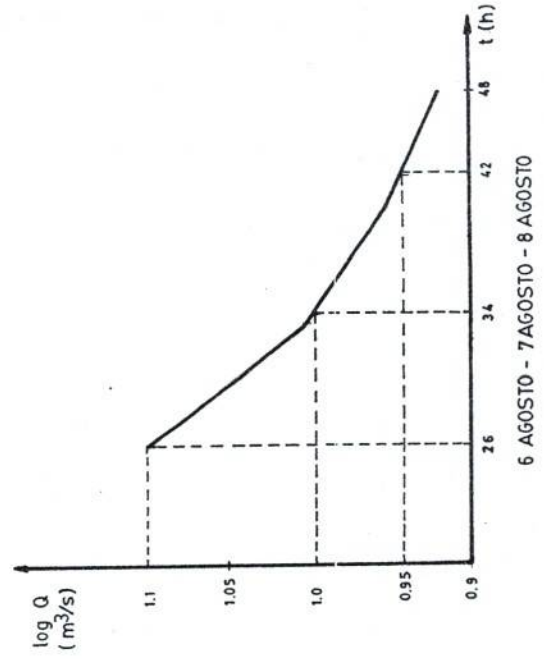


Figura N° 6 : Curva logarítmica de bajada, Río Lircay en Las Rastras.
Crecida: 7-8 Agosto de 1990

4.3.- Medidas de Bondad de Ajuste

En este caso se utilizarán R² y DMC como se señala en 3.4. Para ello es necesario conocer los valores observados y los modelados, para cada situación.

Crecida 1: (25 - 26 de Julio de 1990):

tiempo (hrs)	Modelado (m3/seg)	Observado (m3/seg)
14	5.70	5.70
15	5.62	5.50
16	5.53	5.40
17	5.45	5.30
18	5.37	5.20
19	5.28	5.10
20	5.21	5.00
21	5.13	4.95
22	5.06	4.90
23	4.98	4.90
24	4.91	4.90

$R^2 = 0.7100$
 $DMC = 0.1426$

Crecida 2: (6 - 7 - 8 de Agosto de 1990):

tiempo (hrs)	Modelado (m3/seg)	Observado (m3/seg)
06	8.80	8.80
07	8.71	8.75
08	8.63	8.70
09	8.54	8.50
10	8.46	8.30
11	8.38	8.30
12	8.30	8.30

$R^2 = 0.8700$
 $DMC = 0.0757$

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- El modelo planteado para la estimación de caudales recesivos, a la luz de los resultados obtenidos en el ejemplo práctico que se incorpora a este documento, demuestra poseer buena capacidad de modelación.

5.2. Es importante destacar, que los niveles de bondad de ajuste obtenidos para el ejemplo planteado, son los que normalmente entrega el modelo matemático en cuestión, ya que similares experiencias realizadas por los autores en otros puntos de control hidrológico en la VII Región de Chile, así lo han demostrado.

5.3.- No obstante lo anterior, es fundamental realizar estudios de mayor continuidad y profundidad, en distintas secciones de control hidrológico, dado que lo ideal es poseer valores paramétricos, asociados a variables de estado de un río, como puede ser el caudal punta o el tiempo base de los hidrogramas. Si esto se lograra, las posibilidades de predecir con mayor antelación y seguridad, aumentarían notablemente.

5.4.- Cabe señalar que producto de la confiabilidad estadística del modelo matemático, éste puede ser perfectamente extrapolable a toda la curva recesiva, independientemente de su duración en el tiempo, ya que ha sido comprobado que el método en comento, derivado de ecuaciones diferenciales, posee consistencia temporal en términos matemáticos y estadísticos.

5.5.- Finalmente, es posible señalar que la utilización de un modelo, como el que se describe en este documento, es función de las necesidades del analista, la experiencia en el tema que éste posea y la capacidad que el modelo presenta de contribuir a un conocimiento mayor del comportamiento hidrológico de una cuenca, en virtud de la consiguiente utilización del recurso hídrico.

6.- BIBLIOGRAFIA

- 6.1. Cirugeda, J. 1985. **Redes Hidrológicas**. Centro de Estudios y experimentación, CEDEX. Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. p.i.
- 6.2. Heras, R.s.a. **Recursos Hidráulicos. Síntesis, Metodología y Normas**. Cooperativa de publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y puertos. España. 361 p.
- 6.3. Linsley, R. et al. 1977. **Hidrología para Ingenieros**. Ed. Mc Graw-Hill. Bogotá, Colombia. 382 p.
- 6.4. López, F. y Mintegui, J. 1983. **Hidráulica**. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid, España. 354 p.
- 6.5. Pizarro, R. y Novoa, P. 1986. **Elementos Técnicos de Hidrología I**. Corporación Nacional Forestal, IV Región. La Serena, Chile. 57 p.
- 6.6. Pizarro, R. et al. 1988. **Elementos Técnicos de Hidrología II**. UNESCO - ROSTLAC, Proyecto Regional Mayor. Corporación Nacional Forestal, IV Región. La Serena, Chile. 109 p.

CAPITULO VI

EL BALANCE HIDRICO EN UNA CUENCA

1.- INTRODUCCION

Para la confección de un balance hídrico en una cuenca o subcuenca, es indispensable conocer no sólo los procesos que sigue el agua en la atmósfera y en el suelo, sino también las características fisiográficas, edafológicas y biológicas del lugar en el cual toma lugar dicho balance.

Por lo anterior, una evaluación precisa del balance hídrico está estrechamente unida con la cantidad y calidad de la información disponible, como también con la red de estaciones meteorológicas, el período de registro, la calidad técnica de los datos y el acceso a ellos.

El presente documento tiene por objetivo central entregar las nociones fundamentales para realizar un balance hídrico en forma operativa y didáctica, a fin que sea una guía de consulta a quienes necesitan un apoyo rápido y directo en este tema.

2.-CONSIDERACIONES PREVIAS

Para realizar un balance hídrico se debe definir el área que abarcará; por lo anterior, es aconsejable hacerlo en una cuenca o subcuenca hidrográfica que cuente con las mediciones hidrometeorológicas necesarias. En este aspecto se debe tener una buena red hidrométrica, en el sentido que se ubique espacialmente en los términos más amplios posibles. Suele suceder a menudo que esta premisa no se cumple, para lo cual se deberá recurrir al número disponible de estaciones hidrometeorológicas, siempre y cuando éstas sean representativas, en el sentido que no queden excesivamente alejadas del área en estudio.

Respecto a las estaciones fluviométricas, la distribución espacial de ellas debe ser a lo menos aquella que permita medir los ingresos de agua a la cuenca y las salidas de este elemento en la cuenca baja del río.

Cabe señalar también que en lo posible ha de existir una asociación entre estaciones fluviométricas y meteorológicas, con lo cual se podrán obtener correlaciones válidas entre ambos aportes hídricos.

Finalmente hay que tener presente que la topografía del lugar contribuye a que las aguas lluvias escurran hacia los ríos y afluentes aumentando su caudal. En este proceso los suelos juegan un importante rol, en el sentido que de acuerdo a su textura, van a permitir una mayor o menor infiltración, lográndose una rápida o lenta saturación del suelo.

3.- EL CICLO HIDROLOGICO

Desde el punto de vista climatológico, el balance hídrico indica el movimiento cíclico del agua entre la atmósfera y la superficie del terreno, estudiado a escala global o regional. En este aspecto, se tienen en cuenta las complejas interrelaciones entre todos los procesos atmosféricos relacionados con la humedad, como por ejemplo las precipitaciones y humedad relativa del aire, además de los procesos de intercambio como lo es la evaporación. Lo anterior se relaciona con los mecanismos que suceden en la superficie terrestre como son la evapotranspiración, la escorrentía y las napas freáticas (Whittow, 1988).

De acuerdo a lo anterior, el movimiento del agua a través del sistema tierra-atmósfera se inicia con la producción de vapor de agua por evaporación y transpiración procedente del agua y la superficie terrestre (incluida la vegetación); el agua permanece en la atmósfera por condensación (nubes) y se deposita en la tierra y las superficies de agua por precipitación (lagos, glaciares) o pasa al subsuelo como agua subterránea, o bien se evapora o transpira (para iniciar el ciclo siguiente), volviendo al mar por medio del flujo de los ríos. (Figura 1.)

Según la Organización Meteorológica Mundial (1988), los procesos relacionados con la caída de lluvia y nieve serían: (Figura 2.)

- a) Intercepción: Esta divide la precipitación entre la que se entrega a la superficie del suelo y la que es captada por la vegetación y devuelta a la atmósfera.
- b) Procesos relacionados con la nieve
 - i) Acumulación: Determina la cantidad y distribución anual del manto de nieve.
 - ii) Evaporación y sublimación: Devuelve agua del manto de nieve a la atmósfera.
 - iii) Fusión: Entrega agua del manto de nieve a la superficie del suelo.
- c) Procesos relacionados con el agua en movimiento:
 - i) Infiltración: Divide el agua entregada a la superficie del suelo en flujo superficial y agua en el suelo.
 - ii) Almacenamiento y drenaje: Retiene el agua y la lluvia a través y por debajo del suelo.
 - iii) Evaporación y transpiración: Devuelve el agua a la atmósfera desde la superficie de agua y desde el suelo.
 - iv) Flujo superficial: Genera corrientes de agua; la no absorbida por el suelo, y el agua desviada hacia la superficie luego de haber sido absorbida.

Finalmente el enfoque hidrologico (Lara, 1985), plantea esta temática como un diagrama de flujos (Figura 3), en el cual se pueden caracterizar los siguientes aspectos: el ciclo del agua en la naturaleza comienza con la descarga de precipitaciones y termina con su retorno a la atmósfera, mediante un proceso de evaporación.

Expone que parte de la precipitación (P 1) alimenta la evaporación en la propia cuenca y el resto (P 2), se convierte en aportación superficial o subterránea.

A su vez estipula que P 1 se descompone en:

- E 1 : Almacenada en la superficie del terreno, donde se evapora.
- E 2 : Retenida por la vegetación (hojas, plantas) y evaporada desde ella.
- E 3 : Se filtra, y desde la zona no saturada (humedad del suelo), es absorbida por las plantas para su desarrollo, evaporándose finalmente mediante el proceso de transpiración.
- E 4 : Análogamente a E 3, es retenida por el suelo en la zona no saturada y progresivamente asciende por capilaridad hacia la superficie desde donde se evapora.

A su vez establece respecto a P 2 que:

- A 1 : Al precipitar discurre por la superficie del terreno y los cursos de agua (escorrentía superficial).
- A 2 : Se filtra, llega a la zona de saturación y sale después de cierto tiempo a los cauces superficiales.
- A 3 : Análogamente a A 2, alcanza la zona de saturación, pero desagua subterráneamente al mar u otra cuenca adyacente. Salvo en casos muy particulares, suele despreciarse por carecer de importancia frente a los demás términos.

Las precipitaciones P 2 cierran su ciclo evaporándose también hacia la atmósfera desde el mar, otras cuencas o los puntos de utilización del agua.

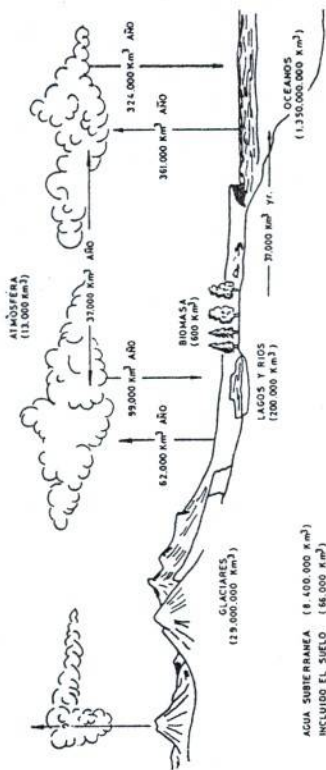


Figura N° 1 : Ciclo hidrológico según Whitrow

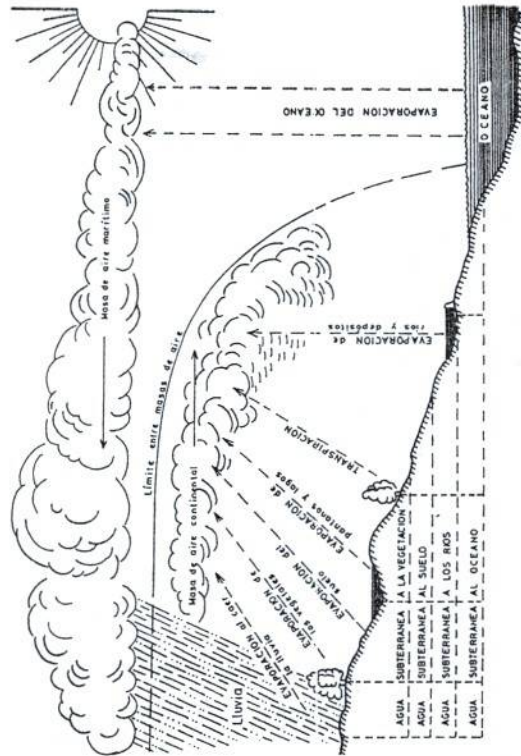


Figura N° 2 : Ciclo hidrológico según OMM

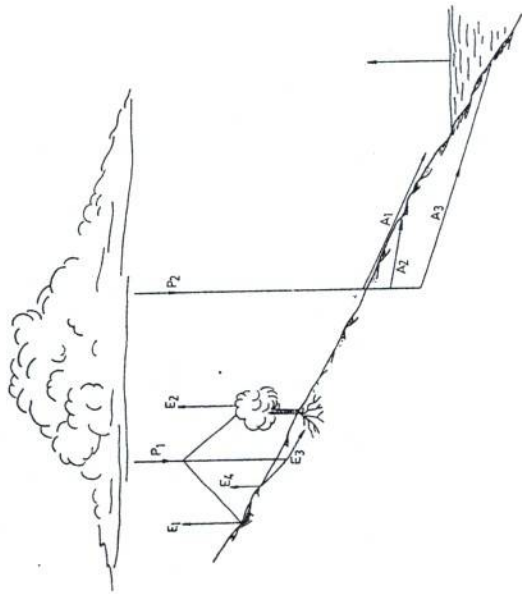


Figura N° 3 : Ciclo hidrológico según Lara

4.- METODO DEL BALANCE HIDROLOGICO

Según Lara (1985), las ecuaciones fundamentales que sintetizan las entradas y salidas de agua en una cuenca, durante un tiempo determinado, estarían dadas por:

$$P + R = A + R + \partial R + E$$

En donde las entradas se componen de:

P = Precipitaciones totales en el período (líquidas y sólidas). Las ocultas (rocío, escarchas), salvo en casos excepcionales suelen despreciarse.

R = Reservas iniciales procedentes de la etapa precedente, que pueden ser superficiales (nieves, glaciares, embalses, etc.) o subterráneas.

Las salidas son:

- A = Aportación del cauce que drena la zona.
- E = Evaporación total desde la cuenca.
- $R + \partial R$ = Reservas finales.

En casos de fugas o captaciones de otras cuencas, habría que incluir este término. A su vez para evitar complicaciones, conviene hacer el balance durante un período tal que ∂R pueda ser considerado nulo (al final del verano), es decir las reservas finales iguales a las iniciales.

En estas condiciones, la ecuación se reduce a:

$$P = A + E$$

Para G. Castany (1971), la expresión general del balance de agua expresa la igualdad de los aportes y de las pérdidas, calculadas para grandes períodos:

$$P = R + Er + I$$

En donde:

- P = es la precipitación en mm
- R = es el escurrimiento en superficie expresado en mm
- Er = es la evapotranspiración real en mm
- I = es la infiltración en mm

Según el autor la infiltración I compensa las pérdidas de las aguas subterráneas. Así, una fracción $\partial I1$ está destinada a la renovación de la cantidad de agua contenida en el suelo y en subsuelo que sufre variaciones en función de diversos factores, el más importante de los cuales es la evapotranspiración. El complemento $\partial I2$ circula y después de un trayecto subterráneo más o menos largo, reaparece al aire libre al cabo de un período variable, alimentando la red hidrográfica (circulaciones hipodérmicas y subterráneas). Por consiguiente se puede escribir:

$$P = E + R + \partial I1 + \partial I2$$

Al no modificarse el equilibrio por una explotación intensiva de las reservas subterráneas o de derivaciones superficiales o profundas hacia otras cuencas, las pérdidas para un período largo, son las siguientes:

$$\begin{aligned} Er &= \text{Evapotranspiración real} \\ R &= \text{Escurrecimiento en superficie} \\ \partial I_1 + \partial I_2 &= \text{Infiltración} \end{aligned}$$

Si se resumen estos conceptos en términos de circulación hipodérmica o de circulación subterránea, las pérdidas se presentarían así, en la siguiente ecuación:

$$Er = \text{Evapotranspiración real}$$

$$R = \left[\begin{array}{l} \text{Circulación hipodérmica} \\ \text{Circulación subterránea} \end{array} \right] \gg \text{Escurrecimiento} \quad Q$$

Así se plantea que para períodos largos, se puede considerar que en el cálculo de las pérdidas, la circulación Q totaliza el escurrecimiento en superficie y las circulaciones hipodérmicas y subterráneas, por lo que la expresión del balance se convierte en:

$$P = Er + Q$$

En las expresiones que se proponen, las variables del balance se expresan en altura de agua. A veces se calculan en unidades de volumen. Las pérdidas se pueden estimar en tanto por ciento de las precipitaciones.

5.- EJEMPLO DE UN BALANCE HIDRICO: EL METODO DE THORNTHWAITE Y L. SERRA. (Citado por G. Castany, 1971).

Respecto a las variables que intervienen, las precipitaciones P pueden medirse directamente con una precisión satisfactoria. Los datos sobre escurrecimiento Q sólo pueden utilizarse en el caso de una cuenca hidrológica bien conocida, con estaciones fluviométricas de aceptable repartición espacial y estadística confiable,

La evapotranspiración real Er, así como el déficit de escurrecimiento (D), se calculan por medio de diversas fórmulas empíricas. La infiltración I es el dato de determinación más cuidadoso.

El cálculo del balance puede efectuarse mediante:

- La evapotranspiración
- El déficit de escurrecimiento
- El coeficiente de infiltración
- Los hidrogramas
- Los lisímetros

Cuando se producen casos difíciles en que la infiltración y el escurrecimiento en superficie no se pueden determinar, se recomienda utilizar las fórmulas de G.W. Thornthwaite y L. Serra.

Fundamentalmente este cálculo está basado en la evaluación empírica de la evapotranspiración potencial mensual; luego, se calcula la evapotranspiración real mensual, elemento desconocido del balance, partiendo de algunas estimaciones. La principal consiste en determinar la cantidad máxima de agua almacenada en el subsuelo para su saturación. Esto depende de la naturaleza, composición litológica y del espesor de la capa superficial del terreno, como también del clima y de la profundidad del nivel piezométrico del primer manto acuífero.

Sin embargo, G.W. Thornthwaite considera que el suelo está saturado cuando ha absorbido una capa de agua equivalente a 100 mm de precipitación. (Cuadro 1).

La evaporación real mensual está ligada al volumen de las precipitaciones, por lo que se pueden considerar dos casos:

- a) La precipitación mensual es igual o superior a la evapotranspiración potencial mensual (Ep).
- b) La precipitación mensual es inferior a la evapotranspiración potencial mensual (Ep)

CUADRO N° 1

CALCULO DEL BALANCE HIDRICO

Elementos expresados en mm del balance mensual medio en 30 años, según el método de G.W. Thornthwaite.

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	AÑO
PRECIPITACION P	58	66	69	64	70	74	51	55	56	80	79	82	P = 804
EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL Ep	11	16	31	51	84	109	127	115	83	50	24	14	Ep = 715
P - Ep	47	50	38	13	-14	-35	-76	-60	-27	30	55	68	89
EVAPOTRANSPIRACION REAL Er	11	16	31	51	84	109	102	55	56	50	34	14	Er = 603
VARIACION DE LAS RESERVAS DEL SUELO					-14	-35	-51			30	55	15	
RESERVAS DE AGUA SUBTERRANEA SATURACION: 100 mm	100	100	100	100	86	51	0	0	0	30	85	100	
EXCEDENTE (WATER SURPLUS DE THORNTHWAITE)	47	50	38	13								53	201
DEFICIT HIDRICO (WATER EFFICIENCY)						25	60	27					112
Ep - Er													
FLUJO Q (RUNNOFF)	37	43	41	27	14	7	3	2	1	0	0	26	Q = 201
COEFICIENTE MENSUAL DE HUMEDAD	4,27	3,12	1,23	0,25	-0,17	-0,32	-0,60	-0,52	-0,33	0,60	2,29	4,85	

5.1.- Caso a.

Si se toma como ejemplo el mes de octubre, con los siguientes datos:

$P = 80 \text{ mm}$ y $E_p = 50 \text{ mm}$

Por consiguiente $E_r = 50 \text{ mm}$. Existe un exceso de aporte de agua, en virtud de la siguiente ecuación:

$P - E_p = 80 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$

Es decir, $E_p = E_r$

El exceso alimenta la reserva de agua almacenada por el suelo y es absorbida. Lo mismo sucede en noviembre, mes en que el exceso alcanza 55 mm y la reserva de agua del suelo pasa a ser de 30 + 55, o sea 85 mm. En diciembre el exceso de 68 mm (82 mm - 14 mm), se añade al de los meses anteriores y lleva a la reserva de agua del suelo hasta los 153 mm. Ahora bien, según G.W. Thornthwaite, el máximo de retención del suelo equivale a una capa de agua de 100 mm. Hay pues, a finales de diciembre, un excedente de 53 mm que constituye el "water surplus", (Cuadro 1).

5.2.-Caso b.

Si la precipitación mensual es inferior a la evapotranspiración potencial mensual, como sucede por ejemplo a finales de mayo, la evapotranspiración real mensual consume las precipitaciones mensuales y el déficit es suministrado por las reservas de aguas subterráneas del suelo, hasta su agotamiento. Si la reserva del suelo es suficiente para colmar el déficit de las precipitaciones, la evapotranspiración real mensual es igual a la evapotranspiración potencial mensual y ello conduce de nuevo al primer caso.

Si por el contrario la reserva del suelo es insuficiente, la evapotranspiración real mensual queda ligada a las precipitaciones mensuales. La reserva del suelo se agota y el déficit constituye la "water deficiency" o déficit hídrico.

Si la reserva de agua del suelo es insuficiente, por ejemplo a finales de mayo, el déficit queda de la siguiente forma:

$P - Ep = 70 \text{ mm} - 84 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$, el cual queda compensado y la reserva de agua subterránea pasa a $100 \text{ mm} - 14 \text{ mm}$, o sea 86 mm . A finales de julio, el déficit es de:

$$P - Ep = 51 \text{ mm} - 127 \text{ mm} = -76 \text{ mm}$$

La reserva de agua del suelo es sólo de 51 mm , por lo que el déficit total es de:

$$51 \text{ mm} - 76 \text{ mm} = -25 \text{ mm}$$

El déficit hídrico alcanza, por consiguiente a 25 mm .

En este caso la evapotranspiración real mensual, no puede alcanzar el valor de la evapotranspiración potencial mensual, ya que solamente se puede ubicar a una tasa máxima de 102 mm ($127 \text{ mm} - 25 \text{ mm}$).

El coeficiente mensual de humedad, es el coeficiente que arroja la diferencia entre la precipitación mensual y la evapotranspiración potencial mensual, dividido por la evapotranspiración potencial mensual, o sea:

$$(P - Ep) / Ep = CMH \quad \text{Coeficiente mensual de humedad}$$

$$\text{Por ejemplo, en abril es de } (64 - 51) / 51 = 0.25$$

Los demás elementos del balance, escurrimiento y déficit de escurrimiento, se calculan tomando como punto de partida el primer mes del año en el que el excedente entre la precipitación mensual y la evapotranspiración real mensual, sumado a la reserva de agua del suelo del mes anterior, sobrepasa los 100 mm . En el ejemplo citado (Cuadro 1), es el mes de diciembre:

Así a finales del mes de diciembre, queda:

$$P = 82 \text{ mm} \quad \text{y} \quad Er = 14 \text{ mm} \quad \text{y el exceso } P - Er = 68 \text{ mm}$$

Como la reserva a finales de noviembre era de 85 mm , hay un excedente (water surplus) de $68 \text{ mm} - 15 \text{ mm} = 53 \text{ mm}$.

Los autores admiten para tener en cuenta las infiltraciones en profundidad, que la mitad de este excedente, es decir 26 mm , alimenta el escurrimiento mensual. El resto, 27 mm , es retenido por el suelo hasta el mes siguiente. Así, en enero:

$$P = 58 \text{ mm}; \quad Ep = 11 \text{ mm}$$

$$Er = Ep = 11 \text{ mm}$$

El exceso es de:

$$P - Ep = 58 \text{ mm} - 11 \text{ mm} = 47 \text{ mm}$$

La reserva de agua del suelo alcanza un máximo, 100 mm y el water surplus 47 mm se añade a los 27 mm del mes anterior:

$$47 \text{ mm} + 27 \text{ mm} = 74 \text{ mm}$$

Por consiguiente el escurrimiento es de $= 74 / 2 = 37 \text{ mm}$.

Este exceso de 37 mm se transmite a febrero y así sucesivamente. Los totales anuales expresados en alturas de agua dan los siguientes resultados:

- Altura de precipitación anual media	=	804 mm
- Evapotranspiración potencial anual media	=	715 mm
- Evapotranspiración real anual media	=	603 mm
- Déficit hídrico anual medio	=	112 mm
- Escurrimiento anual medio	=	201 mm
- Water surplus anual medio	=	201 mm
- Déficit de escurrimiento anual medio	=	$P - Q =$
	=	$804 - 201 = 603 \text{ mm}$

Como es posible de establecer, el escurrimiento anual medio es igual al water surplus anual medio. El déficit de escurrimiento anual y medio y la evapotranspiración real anual media alcanzan también el mismo valor. El déficit de escurrimiento anual medio puede calcularse por diferencia entre la evapotranspiración potencial anual media y el déficit hídrico anual medio.

$D = E_p$ - déficit hídrico = 715 mm - 12 mm = 603 mm

Finalmente, cabe señalar que todo balance hídrico requiere fundamentalmente que las estaciones hidrometeorológicas no sólo tengan una buena distribución espacial en tomo a la cuenca, sino que además su instrumentación esté bien calibrada y el personal a cargo realice los controles en forma periódica y confiable. Los datos obtenidos constituyen la piedra angular e insustituible para la obtención de un buen balance hídrico que sirva a la planificación nacional.

6.- CONCLUSIONES

6.1.- La realización de un balance hídrico requiere fundamentalmente que la información disponible sea confiable, como también que el método de cálculo se adapte a los requerimientos de la investigación y al tipo de datos hidrometeorológicos existentes.

6.2.- Por lo anterior, el método basado en las fórmulas de G.W. Thornthwaite y L. Serra, resulta ser altamente conveniente, por la simplicidad de su cálculo, la incorporación de variables hidrometeorológicas de fácil disponibilidad y la presentación de resultados en forma didáctica por medio de una planilla en la cual se resumen los antecedentes fundamentales que grafican el comportamiento medio de una cuenca.

6.3.- Según la experiencia personal del autor, este método se adapta muy ventajosamente a las realidades existentes en las cuencas hidrográficas caracterizadas por una baja densidad de estaciones hidrometeorológicas, en contraste con otras fórmulas que requieren el acopio de muchas variables y presuponen una buena cobertura espacial de las estaciones.

6.4.- Sin embargo puede ser una desventaja el hecho que se necesiten algunos cálculos empíricos para obtener determinados valores. No obstante, si ellos son procesados con cuidado los resultados deberían mostrar una buena aproximación al balance hídrico de la cuenca.

7.- BIBLIOGRAFIA

- 7.1.- Castany G. 1971. *Tratado Práctico de las Aguas Subterráneas*. Ediciones OMEGA, S.A. España. 672 p.
- 7.2.- Finch, V. y Trewartha G. 1954. *Geografía Física*. Fondo de Cultura Económica. México. 623 p.
- 7.3.- González C. Patricio. 1984. *Aproximaciones al Conocimiento Climático de Talca*. 1976 - 1984. Revista I.G.M. IV Trimestre. Santiago. Chile. 35 p.
- 7.4.- Organización Meteorológica Mundial. 1988. *Compendio de Apuntes para la Formación de Personal Agrometeorológico de las Clases II y III*. Secretaría General O.M.M. Ginebra, Suiza. 303 p.
- 7.5.- Lara D., Angel. 1985. *"Apuntes de Hidrología de Superficie"*. Documento de Estudio. Gabinete de Información y Documentación. Ministerio de Obras Públicas. Madrid, España. 6 p.
- 7.6.- Unesco. 1982. *Guía Metodológica para la Elaboración del Balance Hídrico de América del Sur*. Editorial ROSTLAC/Uruguay. 130 p.
- 7.7.- Whittow, J. 1988. *Diccionario de Geografía Física*. Alianza Editorial. España. 557 p.