

Calibración del Modelo Hidrológico Thomas (abcd) para Estimar Caudales Medios en la Cuenca del Río Tolomosa

I.- INTRODUCCIÓN

I.1. ANTECEDENTES

Dentro del campo de la Ingeniería Civil el conocimiento de la cantidad de agua que pasa por un determinado río o quebrada es muy importante y necesario para el diseño de obras hidráulicas: presas, riego, agua potable, muros de contención en ríos, etc.

Lo más recomendable en este caso es la medición directa, diaria y durante muchos años, situación que no sucede por el costo económico que demanda esta situación.

Debido a esto se debe recurrir a métodos indirectos para determinar estos datos de caudales.

Siendo que existe una relación entre el agua precipitada y el agua que escurre por los ríos y quebradas, es factible calcular el caudal en función a datos de lluvias, los datos de lluvias están disponibles y son medidos en forma continua (diaria y en muchos años).

Dentro de los muchos métodos existentes el modelo Témez ha sido desarrollado y está siendo usado en zonas de España con buenos resultados, en los últimos años su uso también se ha extendido a Chile y otros países de Sud América y puede ser una alternativa más de solución al problema identificado y de comparación con otros métodos ya usados en nuestro medio.

I.2. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

I.2.1. Análisis del problema

Al no disponer de una serie de datos de caudales medidos en el río o quebradas, no es factible el diseño de obras hidráulicas, ya que no se podrá asegurar la cantidad de agua necesaria, no se podrá asegurar si el agua excederá las dimensiones de la estructura hidráulica; todo esto deriva en una incertidumbre sobre el funcionamiento hidráulico de las estructuras hidráulicas. Para subsanar esta deficiencia se desarrollaron muchos modelos hidrológicos que simulan caudales a partir de datos de precipitaciones medidas y el conocimiento de los valores de sus parámetros o coeficientes.

I.2.2. Descripción del problema

En el diseño de obras hidráulicas se requiere saber con cierta seguridad la cantidad de agua que pasará en un río en un determinado tiempo, esto se puede solucionar mediante la medición periódica de los caudales que pasan por un periodo suficientemente largo en el que se tome en cuenta periodos de sequía y periodos de mucha lluvia; la cantidad de ríos es numerosa, además se necesita personal, equipo y herramientas de medición para aforar caudales todos los días; estas condiciones no se cumplen en nuestro medio por falta de recursos económicos y poco apoyo de las autoridades de turno; por lo que se recurre al cálculo de caudales mediante ecuaciones matemáticas que reproducen los fenómenos hidrológicos, específicamente mediante la relación que existe entre la precipitación y la escorrentía; pero para la aplicación correcta de estas ecuaciones matemáticas denominado modelos hidrológicos de precipitación escorrentía es necesario conocer, o sea calibrar sus parámetros o coeficientes que dependen de las características particulares de cada cuenca hidrológica.

Uno de éstos es el **Modelo Hidrológico de Transformación Precipitación – Escorrentía ABCD** (Thomas and Fiering 1962) que para su aplicación en nuestro medio es necesario calibrar sus parámetros previamente.

El desconocimiento de los valores de los parámetros del modelo **Modelo Hidrológico de Transformación Precipitación – Escorrentía ABCD** para poder ser aplicados en la simulación de caudales medios mensuales con cierta confiabilidad en nuestro medio es una causa de la no aplicación en nuestro medio; en el presente trabajo será tarea principal solucionar este problema mediante la calibración de estos parámetros para los cuales se dispone de caudales aforados.

I.3. JUSTIFICACIÓN

- Existe una necesidad de cuantificar el agua que pasa por los ríos para el dimensionamiento de obras hidráulicas: presas, riegos, agua potable, etc.
- Escases de datos medidos, si existen son discontinuos y de periodos muy cortos.
- Existencia de datos de entrada para la aplicación de modelos hidrológicos: lluvias y temperatura y otros medidos directamente en forma continua y durante varios años; y no así sus parámetros.
- A comparación de los métodos más usados en nuestro medio el **Modelo Thomas (abcd)** de transformación Precipitación-Escorrentía toma en cuenta más características que intervienen el proceso precipitación escorrentía, por lo que sus resultados reflejan los fenómenos hidrológicos con mayor precisión que los métodos tradicionales simplistas.
- En su calibración y aplicación se emplean muchas ecuaciones y se requieren de la introducción y procesamiento de muchos datos numéricos de varios años, razón por la cual no es factible realizarlo en forma manual, requiere obligatoriamente el empleo de programas computacionales, situación que hoy en día ya no es un impedimento.
- Una vez que todo el proceso esté programado para su uso en una computadora, la calibración y su aplicación será mucho más fácil de realizar.
- Es importante señalar que en nuestro medio se cuenta con los datos de entrada necesarios para la calibración de los parámetros y mucho más todavía para su aplicación, ya que éstos consisten principalmente en datos de precipitaciones, temperaturas y caudales aforados los cuales se consiguen del SENAMHI.
- Capacidad de almacenamiento en embalses para riego y agua potable.

I.4. OBJETIVOS

I.4.1. Objetivo general

Ajustar el **Modelo Hidrológico Thomas (abcd) de Transformación Precipitación – Escorrentía** mediante la calibración de sus parámetros para su aplicación en la estimación de caudales medios mensuales en la Cuenca del Río Tolomosa.

I.4.2. Objetivos específicos

- Descripción del Modelo Hidrológico **Thomas (abcd)**.
- Desarrollar una metodología de calibración de sus parámetros.
- Simular una serie de caudales para varios años en ríos dentro de la cuenca hidrológica analizada aplicando el Modelo empleando los parámetros calibrados.
- Analizar los resultados comparando caudales simulados por el modelo con caudales aforados para el mismo periodo.
- De acuerdo a los resultados obtenidos y al análisis de los mismos se podrá recomendar o no su aplicación.
- Resaltar los cuidados que se debe tener en su aplicación.
- Elaborar un programa computacional para realizar la aplicación del modelo.

I.5. ALCANCE

- Análisis hidrológico de la cuenca en estudio
- Análisis de precipitaciones.
- Análisis de los componentes principales del ciclo hidrológico correspondientes
Modelo.
- Calibración de parámetros del modelo
- Validación de parámetros
- Simulación de una serie de caudales medios mensuales y anuales
- Generación de hidrogramas de caudales simulados

III.RELACIÓN-PRECIPITACIÓN- ESCORRENTÍA

III.1. INTRODUCCIÓN

El corazón de la Hidrología Superficial es calcular la escorrentía que se va a generar si se produce una precipitación determinada. El tema es muy complejo y se plantean actuaciones diversas:

- **Un evento concreto o el proceso continuo:** A veces estudiamos qué caudales generará cierta precipitación, o bien queremos conocer el proceso de un modo continuo, por ejemplo, el funcionamiento de la cuenca a lo largo de un año.
- **Precipitaciones reales o supuestas:** Podemos desear calcular los caudales generados por unas precipitaciones reales o bien trabajamos con una *tormenta de diseño* para calcular el *hidrograma de diseño*. Si se va a construir una obra (canal, presa,...) debe hacerse sobre caudales teóricos que calculamos que se producirán por unas precipitaciones teóricas que se producirán una vez cada 500 años.

En el estudio de una cuenca real con datos reales es necesario utilizar un modelo en ordenador, en el que se introducen las características físicas de la cuenca. En otras ocasiones es posible abordar el problema manualmente.

III.2 MÉTODOS PARA ESTIMAR EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Los métodos más usados para estimar el escurrimiento a partir de la relación precipitación – escorrentía son:

- Método racional
- Hidrograma Sintético (unitario)
- Número de curva
- Modelación matemática

III.2.1. Método racional

Recibe este nombre la primera aproximación, la más sencilla, para evaluar el caudal que producirá una precipitación.

La fórmula básica del método racional es:

$$Q_p = C.i.A_d$$

Donde:

Q_p = Caudal máximo expresado en m³/s

C = Coeficiente de escurrimiento (o coeficiente de esorrentía)

i = Intensidad de la precipitación en m/s en un período igual al tiempo de concentración t_c

A_d = Área de la cuenca hidrográfica en m².

Esta fórmula empírica, por su simplicidad, es aún utilizada para el cálculo de alcantarillas, galerías de aguas pluviales, estructuras de drenaje de pequeñas áreas, a pesar de presentar algunos inconvenientes, superados por procedimientos de cálculo más complejos. También se usa en ingeniería de carreteras para el cálculo de caudales vertientes de la cuenca a la carretera, y así poder dimensionar las obras de drenaje necesarias, siempre que la cuenca vertiente tenga un tiempo de concentración no superior a 6 horas.

III.2.2. Hidrogramas sintéticos

Para tener una idea aproximada de la respuesta de una *cuenca pequeña* a unas *precipitaciones cortas y homogéneas*, podemos utilizar algunas fórmulas empíricas que, basándose en características físicas de la cuenca (superficie, pendiente media, longitud del cauce,...) proporcionan una idea del hidrograma resultante. Entre las numerosas aproximaciones que encontramos en la bibliografía, vamos a referir resumidamente la del S.C.S. (Soil Conservation

Service) que forma parte de la normativa del Ministerio de Obras Públicas (1990) en España para los estudios previos a la construcción de carreteras.

III.2.2.1. Hidrograma triangular del SCS

En primer lugar simplifica la forma del hidrograma con la forma de un triángulo, lo que, a pesar de su simplicidad, nos proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: el caudal punta (Q_p), el tiempo base (tb) y el tiempo en el que se produce la punta (tp).

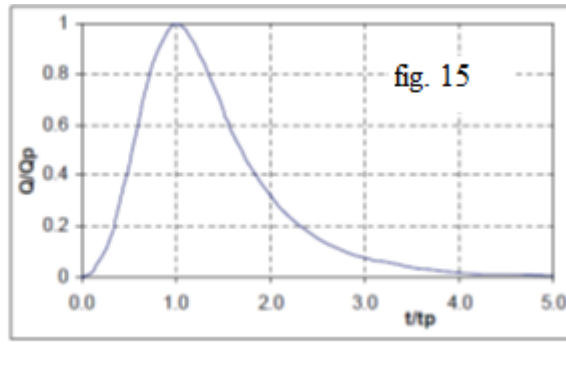
<p>Tiempo de la punta (horas):</p> $t_p = 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c$ <p>Tiempo base (horas):</p> $t_b = 2,67 \cdot t_p \quad (3)$ <p>Caudal de la punta ($m^3 / seg.$):</p> $Q_p = \frac{0,208 \cdot P \cdot A}{t_p} \quad (4)$	<p>Donde:</p> <p>t_c = tiempo de concentración (horas)</p> <p>D = Duración de la precipitación efectiva (horas)</p> <p>P = precipitación efectiva (mm.)</p> <p>A = superficie de la cuenca (km^2)</p>
--	--

Estas características se obtuvieron estudiando hidrogramas de crecida provocados por unas precipitaciones cortas y uniformes en numerosas cuencas.

III.2.2.2. Hidrograma adimensional del SCS

Se observó que al estudiar una gran cantidad de hidrogramas, si se representan tomando el caudal de la punta (Q_p) como unidad de caudal y el tiempo al que se presenta la punta (tp) como unidad de tiempo, la mayoría de los hidrogramas de crecida tenían una forma similar a la de la (figura 15) y cuyas coordenadas se reflejan en la tabla. Para convertir cualquier hidrograma a este tipo, habrá que dividir los caudales por Q_p y los tiempos por tp . Por esto en el Hidrograma adimensional del SCS los caudales están como Q/Q_p y los tiempos como t/tp . Inversamente, si disponemos de los datos de la punta del hidrograma (sus coordenadas: tp y Q_p), con la tabla adjunta podremos dibujar el hidrograma resultante en toda su extensión y con una forma similar a la que se puede esperar en una cuenca real, en lugar de un geométrico triángulo.

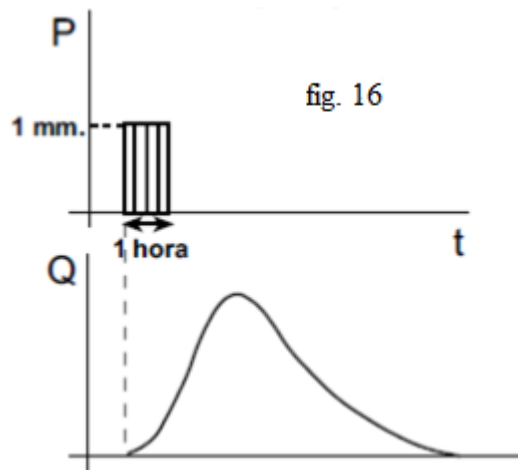
t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0.0	0	1.4	0.75
0.1	0.015	1.5	0.65
0.2	0.075	1.6	0.57
0.3	0.16	1.8	0.43
0.4	0.28	2.0	0.32
0.5	0.43	2.2	0.24
0.6	0.60	2.4	0.18
0.7	0.77	2.6	0.13
0.8	0.89	2.8	0.09
0.9	0.97	3.0	0.075
1.0	1.00	3.5	0.036
1.1	0.98	4.0	0.018
1.2	0.92	4.5	0.009
1.3	0.84	5.0	0.004



Estas técnicas solamente son válidas para considerar los hidrogramas producidos por precipitaciones cortas y homogéneas. Para precipitaciones cuya intensidad varía a lo largo del hietograma considerado, es necesario utilizar el hidrograma unitario.

III.2.2.3. Hidrograma Unitario

Se trata de un concepto fundamental al abordar el problema de calcular la escorrentía que producirán unas precipitaciones determinadas. Fue propuesto por Sherman en 1932.

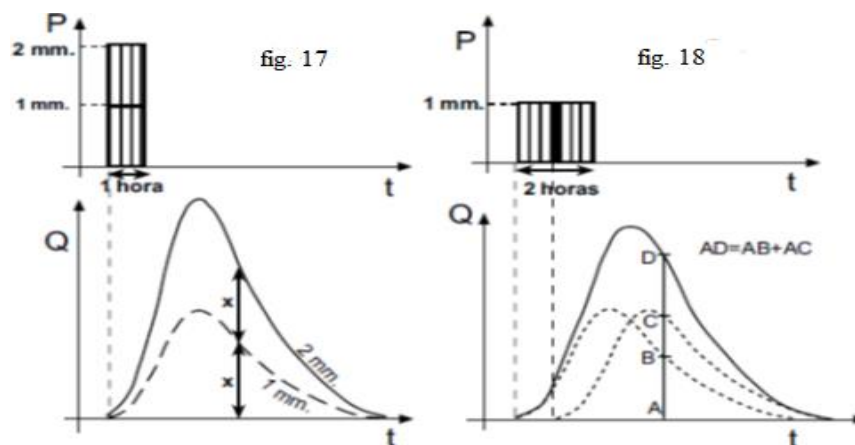


*El Hidrograma Unitario de una cuenca es el Hidrograma de **escorrentía directa** que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una **precipitación neta** unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora) (Figura 16).*

Esa precipitación debe producirse con intensidad constante a lo largo del periodo considerado y repartida homogéneamente en toda la superficie de la cuenca.

También podríamos considerar el producido por una precipitación de 1 pulgada durante 2 horas, o cualesquiera otras unidades de altura de precipitación y de tiempo, aunque la definición clásica siempre habla de una precipitación **unidad**.

Si disponemos de ese hidrograma para una cuenca determinada, podremos construir el hidrograma producido por cualquier precipitación. Por ejemplo, si llueve 2 mm. durante 1 hora, bastará multiplicar por 2 las ordenadas de todos los puntos del hidrograma (Figura 17).



Análogamente, si disponemos del Hidrograma unitario de esa cuenca y llueve 1 mm. durante 2 horas, bastará dibujar dos hidrogramas unitarios desplazados 1 hora en sentido horizontal y sumar las ordenadas de sus puntos (Figura 18)

Estas dos propiedades, expresadas en las Figuras 17 y 18 se conocen, respectivamente, como *propiedad de afinidad* y *propiedad de aditividad* del hidrograma unitario.

III.2.2.4. Cálculo de la Precipitación neta o efectiva

Aunque dispongamos del hidrograma unitario de una cuenca, no podremos evaluar el hidrograma que producirá una precipitación determinada si primero no sabemos separar qué parte de esa precipitación va a generar escorrentía directa (P neta o efectiva). El resto de la precipitación se ha infiltrado (una pequeña parte puede haber quedado retenida en depresiones superficiales).

El cálculo de la P efectiva puede abordarse a partir del estudio de la infiltración: medidas, ecuaciones y modelos que reflejan la capacidad de infiltración y su evolución con el tiempo.

Más sencilla es la evaluación del S.C.S., que, mediante tablas y ecuaciones sencillas, evalúa el porcentaje de precipitaciones que produce escorrentía directa, en función de los siguientes factores: (1) Tipo de suelo; distingue sólo 4 tipos. (2) Utilización de la tierra: pastizal, cultivo, bosque, urbanizado,... (3) Pendiente (4) Humedad previa del suelo, basada en las precipitaciones producidas durante los 5 días anteriores.

III.2.3. Número de Curva

El procedimiento más generalizado y fácil de adaptar a cualquier región es el método del número de curva (NC) desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos (1972). Este método se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de características del suelo, uso del mismo y de su cubierta vegetal. A partir de la representación de la precipitación (P) y precipitación efectiva (Pe) se obtuvo una familia de curvas que fueron estandarizadas para definir un número adimensional de curvas NC, que varía de 1 a 100 según sea el grado de escurrimiento directo. El NC igual a 1 indica que toda la lluvia infiltra y un NC de 100 representa el escurrimiento total de la precipitación. Los números de curva se aplican para diferentes condiciones de humedad antecedente, siendo la condición II la que corresponde a humedad media del suelo. Si en el momento de producirse la precipitación el suelo se encuentra saturado de acuerdo con lluvias precedentes en el período de 5 días anteriores, se supone un aumento de la escorrentía (condición III); por el contrario, si el suelo está seco la infiltración será predominante (condición I).

III.2.4. Modelos

El proceso completo de calcular la escorrentía que producirá una precipitación determinada es mucho más complejo que los conceptos básicos esbozados aquí.

Como se indicaba en la introducción, para afrontar este tipo de problemas en casos reales, hemos de acudir a modelos de ordenador. Básicamente, hay dos

familias de modelos que hacen la tarea de calcular el hidrograma generado en una cuenca:

a) *Modelos que simulan un suceso puntual.* Por ejemplo el HEC-1, HEC-HMS (del Hydrologic Engineering Center), TR-20 (del antiguo Soil Conservation Service, hoy NRCS).

b) *Modelos de simulación continua,* por ejemplo el HPFS (elaborado por la EPA, Environmental Protection Agency).

Los primeros necesitan datos de la precipitación de interés, más las características físicas de las diversas subcuencas. Los segundos, además de necesitar la serie continua de precipitaciones, deben computar la evapotranspiración, fusión de la nieve, flujo subsuperficial en la zona no saturada, etc.

Todos estos modelos se pueden conseguir gratuitamente en Internet de los organismos citados.

Existen programas comerciales que implementan los cálculos de los modelos citados y cuya utilización es relativamente más simple.

V.- MODELO HIDROLÓGICO THOMAS (ABCD) PARA ESTIMACIÓN CAUDALES MEDIOS

V.1. INTRODUCCIÓN

El primer paso de todo modelamiento hidrológico es establecer un “modelo perceptual”, es decir, decidir cuáles son los principales procesos y variables que intervienen en la generación de caudales. Esta etapa es absolutamente subjetiva y no está sujeta a restricciones de tipo teórico.

El segundo paso es establecer un modelo conceptual, y esto requiere el uso de ecuaciones que interrelacionen todos los procesos y variables seleccionadas. Dentro de esta definición se enmarca el modelo “**abcd**”, el cual presenta características de modelo **agrupado (no distribuido espacialmente)**.

Por la simplicidad de sus ecuaciones y poco requerimiento de información, este modelo es usualmente utilizado con fines académicos, lo cual no le quita validez y puede utilizarse para estudiar cuencas pequeñas (Salas et al., 1981).

V.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO THOMAS (abcd)

El modelo de Thomas fue desarrollado como su nombre lo indica por Thomas en 1981, el cual se conoce también como modelo abcd. Este modelo hídrico de carácter agregado establece mediante la determinación de cuatro (4) parámetros del caudal afluente en una cuenca.

Para la explicación del modelo Thomas se debe tener en claro que el suelo está dividido en tres (3) zonas. Una primera parte que es donde se presenta todo lo relacionado al almacenamiento superficial y es representado como S_c . Para la segunda zona que es la no saturada S_w , se puede asimilar la recarga que experimenta el acuífero R_g a la infiltración I debido a que el caudal subsuperficial Q_s es despreciado por el modelo por ser en comparación con la precipitación, muy pequeño.

La última zona que es la zona saturada presenta un almacenamiento S_g .

En este modelo los parámetros a, b, c, d describen lo siguiente como:

Parámetro a.- Varía entre el rango $0 \leq 1$, expresa la tendencia ante la presencia de un suelo que se encuentre completamente saturado que la escorrentía ocurra.

Parámetro b.- Representa el límite superior a la suma de la evapotranspiración real y a la humedad.

Parámetro c.- Hace referencia a esa fracción que se encuentra en el almacenamiento subterráneo que se incluye en la escorrentía, aunque no siempre se relaciona a esta fracción debido a que no siempre toda la carga se convierte en escorrentía superficial durante el intervalo de tiempo que se considere.

Parámetro d.- Es el recíproco del tiempo de resistencia del agua subterránea, pero teniendo en cuenta que en ese tiempo puede relacionarse con todo el acuífero, con la porción de esto más cercano al río, o simplemente con recorridos superficiales más rápidos.

El modelo “abcd” es un modelo conceptual de precipitación escorrentía, basado en el balance de agua de una cuenca (Salas, 2002). El modelo utiliza la precipitación como dato de ingreso y todas las demás variables son calculadas como porcentajes de la precipitación.

La Figura 20 muestra el diagrama de una cuenca con los principales procesos hidrológicos que producen escorrentía y que son tomados en cuenta por el modelo. De acuerdo a este esquema, P_t es la precipitación media de la cuenca, S_{Rt} es la escorrentía superficial, E_t es la evapotranspiración actual, I_t la infiltración, D_{Pt} la percolación profunda, G_{St-1} el almacenamiento subterráneo al inicio del periodo de análisis, B_{Ft} el flujo base, G_{Ft} el flujo subterráneo, y Q_t el caudal a la salida de la cuenca.

Flujo base: $BF_t = cGS_{t-1}$ (5)

Flujo subterráneo: $GF_t = dGS_{t-1}$ (6)

Asimismo, el almacenamiento subterráneo puede calcularse en cada intervalo de tiempo como:

Almacenamiento subterráneo: $GS_t = (GS_{t-1} - BF_t - GF_t) + DP_t$ (7)

Finalmente, el caudal es estimado como la suma de la escorrentía superficial y el flujo base:

$$Q_t = SR_t + BF_t \quad (8)$$

De acuerdo a estas definiciones, el modelo tiene cinco parámetros de calibración: a (relacionado a SR e I), b (relacionado a E y DP), c (relacionado a BF), d (relacionado a GF), y el almacenamiento subterráneo inicial.

La Figura 21 resume la estructura y el proceso de cálculo de caudales para este modelo.

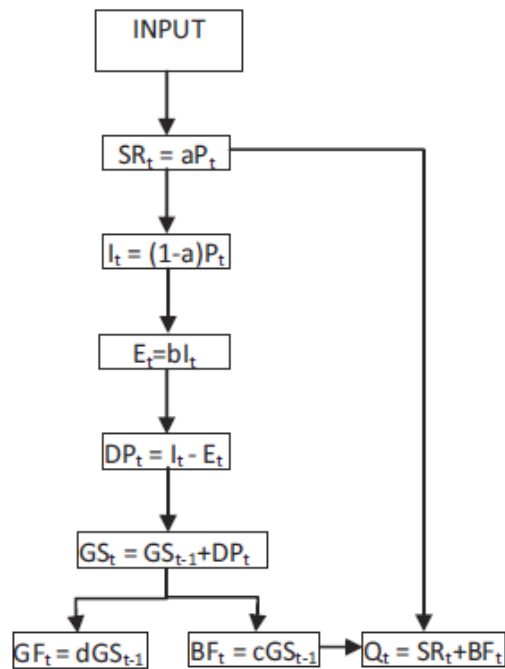


Figura 21: Estructura del modelo abcd.

Fuente: Autor

V.3. ERROR EN LA CALIBRACIÓN DEL MODELO

V.3.1. Estadísticos

Hasta la actualidad no se ha desarrollado ningún protocolo de evaluación para estos modelos, siendo una tarea pendiente y necesaria. La mayoría de estudios científicos se decantan por una evaluación de los resultados cualitativa, y en aquéllos donde se cuantifica el análisis optan por el uso de estadísticos simples como el error cuadrático medio, el error absoluto medio o el sesgo. Algunos trabajos donde se plantean y utilizan distintos estadísticos para la evaluación de NWP son Willmott (1982), Pielke (1984), Willmott et al. (1985), Stauffer y Seaman (1990), Cox et al. (1998), Stenger (2000).

Para la validación presentada se ha optado por utilizar el error cuadrático medio (RMSE), el error absoluto medio (MAE), el error absoluto medio normalizado (NMAE) y el sesgo (BIAS) definidos por Pielke (1984) y Stauffer y Seaman (1990). Estos estadísticos permiten medir la precisión de la simulación.

Por precisión se entiende el promedio del grado de correspondencia entre pares individuales de valores pronosticados y valores observados. Por valores observados se entiende aquéllos obtenidos en estaciones de medida meteorológicas.

Para el cálculo de la precisión se utiliza el **error medio cuadrático**, definido como (Pielke, 1984):

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\phi_i - \phi_{iobs})^2}{N}}$$

Donde:

ϕ_i es el valor pronosticado para la celda i

ϕ_{iobs} es el valor observado para la celda i

N es el número de valores analizados.

El error medio cuadrático nos da la medida de las diferencias en promedio entre los valores pronosticados y los observados. Otro estadístico que nos describe una información similar es el **error absoluto medio** definido como (Stauffer y Seaman, 1990):

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^N |\phi_i - \phi_{iobs}|}{N}$$

Para tener en cuenta el peso del error respecto al valor de la variable medida se normaliza el error absoluto, teniendo el **error absoluto medio normalizado** (Stauffer y Seaman, 1990):

$$NMAE = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{|\phi_i - \phi_{iobs}|}{\phi_{iobs}}}{N}$$

Por último, el **sesgo (BIAS)** nos proporciona información sobre la tendencia del modelo a sobreestimar o subestimar una variable, nos cuantifica el error sistemático del modelo. Pielke (1984) define el BIAS según:

$$BIAS = \sum_{i=1}^N \frac{(\phi_i - \phi_{iobs})}{N}$$

Así, para la comparación de variables escalares de medidas de estaciones se han calculado el RMSE, MAE, NMAE, BIAS para cada hora, teniendo así una evolución temporal del error y poder analizar con detalle el comportamiento del modelo durante toda la simulación.

Para el caso del viento se puede utilizar también una variación del RMSE teniendo en cuenta las dos componentes del mismo. Así se define **el error cuadrático medio del vector horizontal del viento** como (Pielke, 1984):

$$RMSVE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (u_i - u_{iobs})^2 + (v_i - v_{iobs})^2}$$

Donde:

u_i es el valor pronosticado para la celda i de la componente u del viento

u_{iobs} es el valor observado para la celda i de la componente u del viento

v_i es el valor pronosticado para la celda i de la componente v del viento

v_{iobs} es el valor observado para la celda i de la componente v del viento

N es el número de valores analizados

Por último comentar el caso particular de la dirección del viento. Al tratarse de una variable cíclica se deben calcular los estadísticos con precaución. Una manera es utilizar el RMSVE para tener una magnitud de la corrección del vector. Para analizar por separado la dirección se ha calculado en algunos casos el

RMSE. Entonces se utiliza la diferencia entre dirección simulada y dirección observada mínima, ya que se pueden tener dos valores, uno positivo y otro negativo. Al trabajar con el valor mínimo, los resultados al promediar los estadísticos no incluirán una desviación por método de cálculo que no represente la diferencia real entre las medidas. Así el RMSE de la dirección se calculará como:

$$RMSE_{dir} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \frac{D^2}{N}} ; \quad D = \min(|d_i - d_{iobs}|, |d_{iobs} - d_i|)$$

Dónde:

d_i es la dirección del viento horizontal pronosticada para la celda i

d_{iobs} es la dirección del viento horizontal observada para la celda i

N es el número de valores analizados.

Cuando se ha calculado el BIAS de la dirección del viento se ha aplicado la siguiente formulación:

$$BIAS_{dir} = \sum_{i=1}^N \frac{D}{N} ; \quad D = d_i - d_{iobs} \quad \text{si} \quad (d_i - d_{iobs}) < (d_{iobs} - d_i)$$

$$D = d_{iobs} - d_i \quad \text{si} \quad (d_i - d_{iobs}) > (d_{iobs} - d_i)$$

Donde:

d_i es la dirección del viento horizontal pronosticada para la celda i

d_{iobs} es la dirección del viento horizontal observada para la celda i

N es el número de valores analizados.

Un BIAS positivo implica que la tendencia del modelo es a simular vectores del viento a la izquierda de las observaciones, y viceversa cuando es negativo.

Por último, comentar que para los estadísticos de la dirección del viento, éstos sólo se calculan para velocidades superiores a 0.5 m/s.

Complementando la información que aportan estos estadísticos se ha calculado también un índice que aporta información sobre el comportamiento del modelo al comparar los resultados con observaciones. El índice de ajuste (IOA, *index of agreement*) se calcula como:

$$IOA = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^N (|P_i - O_{mean}| + |O_i - O_{mean}|)^2}$$

Dónde:

N es el número de observaciones

P_i son los valores pronosticados

O_i son los valores observados

O_{mean} es la media de las observaciones.

Para la aplicación de estos estadísticos en mallas de trabajo se utilizan dos métodos: verificación celda-celda y verificación celda-punto (Pielke, 1984).

La verificación **celda a celda** consiste en comparar el resultado del pronóstico con el análisis para la misma hora. La ventaja que conlleva este método es la sencillez en la computación, ya que, todos los puntos de los valores observados y pronosticados coinciden espacialmente. Sin embargo, algunos autores, Stenger (2000) y White et al (1999), han constatado la tendencia de esta metodología en producir un sesgo a favor de los resultados de los dominios con resoluciones menores. Stenger (2000) constata este hecho al analizar el RMSE celda-celda para una malla de 36 km de resolución frente al dominio anidado en ella de 12 km; aplicando esta metodología para la malla de 36 km se tienen RMSE inferiores que para la de 12 km, cuando al realizar comparaciones con medidas puntuales queda claro el mejor comportamiento de los resultados de 12 km.

La otra metodología utilizada, y altamente extendida, es la verificación **celda-punto**. En esta se comparan observaciones puntuales con los valores de las celdas donde se sitúan las observaciones. En este caso no se analizan todos los puntos del dominio, sólo se centra en los puntos donde hay observación. Esta metodología supone que los dos valores son comparables, aunque la observación es un valor temporal y espacialmente puntual, a diferencia del resultado pronosticado, que es un valor temporal y espacialmente promediado.

La problemática que se plantea al analizar la calidad de las simulaciones con un análisis estadístico es que aunque los estadísticos presenten un mal comportamiento los resultados de la simulación sean buenos pero con un decalaje temporal en la predicción de los fenómenos dentro el dominio. Para intentar detectar estos casos se comparan puntualmente la evolución de las variables en algunas estaciones significativas.

Para la verificación del modelo se ha utilizado la metodología celda-punto. Se comparan los resultados del modelo con las observaciones. Para comparar con las observaciones se escogen los datos del modelo correspondientes a la celda más próxima a la localización de la observación. No se ha realizado ninguna interpolación con los datos del modelo para ajustarse al punto específico de la observación.

II.- FUNDAMENTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

II.1. DEFINICIÓN DE HIDROLOGÍA

La Hidrología (del griego hydor-, agua) es la disciplina científica dedicada al estudio de las aguas de la Tierra, incluyendo su presencia, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico, y las interacciones con los seres vivos. También trata de las propiedades químicas y físicas del agua en todas sus fases.

El objetivo primario de la hidrología es el estudio de las interrelaciones entre el agua y su ambiente. Ya que la hidrología se interesa principalmente en el agua localizada cerca de la superficie del suelo, se interesa particularmente en aquellos componentes del ciclo hidrológico que se presentan esto es, precipitación, evapotranspiración, escorrentía y agua en el suelo. Los diferentes aspectos de estos fenómenos son estudiados en sus varias subdisciplinas. La hidrometeorología, por ejemplo, se concentra en el agua localizada en la capa fronteriza inferior de la atmósfera, mientras que la hidrometría se encarga de las mediciones del agua superficial, especialmente precipitación y flujo de las corrientes. La hidrografía involucra la descripción y la confección de mapas de los grandes cuerpos de agua, tales como lagos, mares interiores y océanos. Por el otro lado, la hidrología del suelo se centra en el agua que se encuentra en la zona saturada debajo de la superficie del suelo, y en la física suelo-agua en la zona no saturada.

La hidrología se nutre de disciplinas como la geología, química, edafología y fisiología vegetal, empleando muchos de sus principios y métodos. Los investigadores en el campo usan mucho (y cada vez más) las simulaciones computarizadas de los sistemas hidrológicos naturales y las técnicas de detección remota, como, por ejemplo, el uso de satélites que orbitan el planeta equipados con cámaras infrarrojas para detectar cuerpos de aguas contaminadas o para seguir el flujo de manantiales termales.

La investigación hidrológica es importante para el desarrollo, gestión y control de los recursos de agua. Sus aplicaciones son muchas, incluyendo el desarrollo de sistemas de irrigación, control de inundaciones y erosión de suelos, eliminación y tratamiento de aguas usadas, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua, la conservación de los peces y vida silvestre, la generación hidráulica, y el diseño de estructuras hidráulicas.

II.2. EL CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico es el término que se usa para describir la circulación general del agua desde el océano hacia la atmósfera, hacia el subsuelo y nuevamente hacia el océano.

El ciclo hidrológico o del agua no tiene principio ni fin. El agua de la superficie del océano se evapora hacia la atmósfera. Este vapor se condensa por varios procesos y cae a la tierra como precipitación. Una parte de esta precipitación cae sobre el océano y otra sobre el terreno. Una porción de la que cae en la tierra es retenida temporalmente en depresiones superficiales, vegetación y otros objetos (intercepción) y retorna a la atmósfera por evaporación y transpiración. La restante, moviéndose por intrincadas superficies hacia ríos, lagos y el mar, está igualmente sujeta a la evaporación y transpiración durante todo su trayecto y, además, puede infiltrarse en el terreno. El agua infiltrada puede percolar hasta zonas más profundas o ser almacenada como agua subterránea, que puede más tarde fluir como manantiales o incorporarse a los ríos, lagos o mar. De esta manera, el ciclo hidrológico sufre varios complicados procesos de evaporación, precipitación, intercepción, transpiración, infiltración, percolación, almacenamiento y escorrentía (Figura 1).



Figura 1: El ciclo hidrológico

En la Tabla 1 se presentan las cantidades estimadas de agua que existen sobre la Tierra, discriminadas según la fuente y distinguiendo entre agua dulce y agua salada. Según Wolman (1962), el 97% del agua del mundo (unos $1,3 \times 10^9 \text{ km}^3$) está en los océanos. Del 3% restante (unos $3,6 \times 10^7 \text{ km}^3$), el 75% se encuentra en los polos y los glaciares, el 25% como agua subterránea, de la cual, el 14% está a profundidades mayores a 800, el 0,3% en lagos, el 0,06% como humedad del suelo, el 0,035% en la atmósfera y el 0,03% en los ríos. Mientras el contenido de agua en la atmósfera es relativamente pequeño en cualquier momento, inmensas cantidades de agua pasan a través de ella anualmente. Según Reichel (1952), la precipitación media anual sobre toda la tierra es de unos 860 mm, lo que bajo condiciones estacionarias es equilibrado por una cantidad igual de evaporación. De esta manera, la evaporación promedio global sería de 2,36 mm/día.

Ésta es una descripción del ciclo hidrológico sumamente simplificada. En la realidad todas las fases del ciclo ocurren simultáneamente. A escala global, la cantidad de agua involucrada en cada una de las fases del ciclo son relativamente constantes, pero vistas en términos de un área limitada, como por ejemplo una cuenca fluvial, las cantidades involucradas en cada parte del ciclo varían entre amplios límites. Esas variaciones son objeto de estudio en hidrología. Por ejemplo, un desequilibrio temporal del ciclo en el cual un gran volumen de agua se concentra en un río, da por resultado una avenida. Por el contrario, pequeñas o despreciables cantidades de agua en la fase de precipitación, conducen a una sequía.

Tabla N° 1 Estimación de caudales globales de agua

	<i>Agua Salada</i> <i>Km³</i>	<i>Agua Dulce</i> <i>Km³</i>	<i>Agua Salada</i> <i>%</i>	<i>Agua Dulce</i> <i>%</i>
Océanos	1.338.000.000		96,5	
Agua subterránea dulce		10.530.000		0,76
Agua subterránea salada	12.870.000		0,929	
Humedad del suelo		16.500		0,0012
Hielo polar		24.023.500		1,73
Hielo no polar y nieve		340.600		0,0246
Lagos dulces		91.000		0,0066
Lagos salinos	85.400		0,0062	
Embalses		11.470		0,0008
Ríos		2.120		0,0002
Agua biológica		1.120		0,0001
Agua atmosférica		12.900		0,0009
Agua Salada Total	1.350.955.400		97,5	
Agua Dulce Total		35.029.210		2,53
Agua Total	1.385.984.610			

II.3. FASES DEL CICLO HIDROLÓGICO

II.3.1. Precipitación

Cuando por condensación las partículas de agua que forman las nubes alcanzan un tamaño superior a 0,1 mm comienza a formarse gotas, gotas que caen por gravedad dando lugar a las precipitaciones (en forma de lluvia, granizo o nieve).

Existen distintos tipos de precipitación: lluvia, nieve, granizo y nevisca. La precipitación requiere la elevación de una masa de aire húmedo en la atmósfera, de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense. Los mecanismos de elevación pueden ser:

- Elevación frontal: el aire caliente se eleva sobre el aire frío.
- Elevación orográfica: la masa de aire se eleva para pasar sobre una cadena montañosa.
- Elevación convectiva: el aire se arrastra hacia arriba por acción convectiva. Las celdas convectivas se originan por calor superficial, el cual causa una inestabilidad vertical de aire húmedo, y se sostienen por el calor latente de vaporización liberado a medida que el vapor de agua sube y se condensa.

La formación de la precipitación se ilustra en la Figura 2. Cuando el aire se eleva y se enfría el agua se condensa pasando al estado líquido. Si la temperatura se encuentra por debajo del punto de congelamiento, se forman cristales de hielo en vez de agua. El proceso de condensación requiere una semilla llamada *núcleo de condensación*, alrededor del cual las moléculas se pueden adherir o juntar. Partículas de polvo flotando en el aire pueden actuar como núcleos de condensación. Partículas que contienen iones son efectivos núcleos de condensación porque atraen a las moléculas de agua. Los iones de la atmósfera incluyen las partículas de sal provenientes de la evaporación del agua de mar y compuestos de sulfuro y de nitrógeno provenientes de la combustión. Los diámetros de estas partículas suelen estar entre 0.001 y 10 μm y son conocidas como *aerosoles*. Dado que un átomo tiene un tamaño de 10^{-4} μm , los aerosoles más pequeños pueden estar compuestos de unas pocas decenas de átomos.



Figura 2: Esquema del proceso de formación de las gotas de lluvia (Fuente: Chow et al. 1994).

Las pequeñas gotitas formadas de esta manera crecen por condensación e impactan con otras vecinas transportadas por el movimiento del aire, hasta que se hacen lo suficientemente grandes como para que la fuerza de la gravedad sea mayor que la de fricción y comienzan a caer. Al caer, la gota puede incrementar su tamaño por impacto con otras gotas en su camino. Sin embargo, cuando la gota cae también puede disminuir su tamaño por evaporación, tanto hasta llegar a convertirse de nuevo en un aerosol y ser transportada nuevamente hacia arriba de la nube por acción de la turbulencia. Una corriente ascendente de sólo 0,5 cm/s es suficiente para transportar una gota de 10 μm . Cristales de hielo del mismo peso, debido a su forma y a su mayor tamaño, pueden ser transportadas por corrientes con velocidades aún menores. El ciclo de condensación, caída, evaporación y elevación puede ocurrir un promedio de 10 veces antes de que la gota alcanza el tamaño crítico de aproximadamente 0,1 mm, que es el tamaño suficiente para que caiga a través de la base de la nube.

Hasta un tamaño de 1 mm de diámetro, las gotas se mantienen de forma esférica, pero con tamaños mayores, empiezan a deformarse hasta que se dividen en gotas más pequeñas. Las gotas que caen por la base de la nube tienen de 0,1 a 3 mm de diámetro.

Algunas observaciones indican que las gotas de agua pueden existir en las nubes a temperaturas menores a -35°C . A esta temperatura las gotas superenfriadas pueden congelarse incluso sin núcleos de condensación. La presión de vapor de saturación es menor sobre el hielo que sobre el agua, de manera que si las partículas de hielo se mezclan con gotas de agua, las partículas de hielo crecerán por evaporación de las gotas de agua y condensación sobre los cristales de hielo.

Por colisión y coalescencia, los cristales de hielo se agrupan y caen como copos de nieve. Sin embargo, los cristales de hielo pueden hacerse tan grandes que pueden llegar a la superficie como granizo.

La siembra de nubes es el proceso mediante el cual se nuclean artificialmente las nubes para inducir la precipitación. Generalmente se usa yoduro de plata.

II.3.1.1 Variabilidad de la precipitación

La precipitación tiene una gran variabilidad en el espacio y en el tiempo debido al patrón general de circulación atmosférica y a factores locales. La precipitación media global es de 800 mm/año, pero pueden encontrarse medias locales desde 0,5 mm/año, en el desierto de Arica, Chile, hasta 11680 mm/año en el Mt. Waialeale, Hawaii.

A continuación se presentan los registros máximos de precipitación en el mundo en función de la duración:

- 1 min: 17 mm (1020 mm/h). Opid's Camp, California
- 5 min: 76 mm (912 mm/h). Porto Bello, Panamá
- 15 min: 203 mm (812 mm/h). Plumb Point, Jamaica
- 40 min: 305 mm (457 mm/h). Holt, Montana

- 3 horas: 508 mm (169 mm/h). D'Hanis, Texas
- 1 día: 1270 mm (53 mm/h). Baguio
- 2 días: 2032 mm (42 mm/h). Cherrapunji, India (6/1876)
- 4 días: 3800 mm (40 mm/h). Cherrapunji, India (8/1841)
- 30 días: 9900 mm (14 mm/h). Cherrapunji, India (1861)
- 1 año: 23000 mm (2,7 mm/h). Cherrapunji, India (1886)

Puede verse que a medida que el intervalo analizado aumenta, la intensidad media disminuye.

II.3.1.2. Las pérdidas de la precipitación

El agua proveniente de la precipitación que no se transforma en escorrentía directa se denomina pérdidas de la precipitación. El agua que constituye las pérdidas, lo hace mediante la participación de varios fenómenos: la evaporación, la evapotranspiración, la intercepción, el almacenamiento en depresiones y la infiltración.

II.3.2. Evaporación

Los dos factores principales que influyen en la evaporación desde un cuerpo de agua son el suministro de energía para proveer de calor latente de vaporización, la que es provista por la radiación solar y la habilidad para transportar el vapor fuera de la superficie de evaporación, la que depende de la velocidad del viento y el gradiente de humedad específica del aire.

El ciclo se inicia sobre todo en las grandes superficies líquidas (lagos, mares y océanos) donde la radiación solar favorece que continuamente se forme vapor de agua. El vapor de agua, menos denso que el aire, asciende a capas más altas de la atmósfera, donde se enfría y se condensa formando nubes.

II.3.3. Evapotranspiración

La evapotranspiración es la suma de la evaporación que se produce en las superficies abiertas de agua sobre la tierra y la vegetación y la transpiración que se produce desde los estomas de las hojas. Los factores que influyen son los mismos que los de la evaporación más uno adicional que es el suministro de humedad hacia la superficie de evaporación.

En casi todas las formaciones geológicas existe una parte superficial cuyos poros no están saturados en agua, que se denomina “zona no saturada”, y una parte inferior saturada en agua, y denominada “zona saturada”. Una buena parte del agua infiltrada nunca llega a la zona saturada sino que es interceptada en la zona no saturada. En la zona no saturada una parte de esta agua se evapora y vuelve a la atmósfera en forma de vapor, y otra parte, mucho más importante cuantitativamente, se consume en la “transpiración” de las plantas. Los fenómenos de evaporación y transpiración en la zona no saturada son difíciles de separar, y es por ello por lo que se utiliza el término “evapotranspiración” para englobar ambos términos.

II.3.3.1. Retención

Pero no toda el agua que precipita llega a alcanzar la superficie del terreno. Una parte del agua de precipitación vuelve a evaporarse en su caída y otra parte es retenida (“agua de intercepción”) por la vegetación, edificios, carreteras, etc., y luego se evapora.

Del agua que alcanza la superficie del terreno, una parte queda retenida en charcas, lagos y embalses (“almacenamiento superficial”) volviendo una gran parte de nuevo a la atmósfera en forma de vapor.

II.3.3.2. Intercepción

La intercepción es un fenómeno muy mal conocido y difícil de estudiar. La intercepción es producida por la cubierta vegetal y sus efectos son el de retener un cierto volumen de agua, que luego se transforma en evaporación y el de modifica la intensidad de precipitación en función del tiempo.

Los factores que influyen en la intercepción son: las características de la cubierta vegetal, las características de la superficie vegetada, el tipo de tormenta, ya que si es débil y corta el efecto es mayor y el clima en general.

Algunos valores estimativos son: en prados, del 5 al 10% de la precipitación anual, en bosques espesos, un 25% de la precipitación anual. Además, si la lluvia es menor a 1 mm puede considerarse que será interceptada en su totalidad y si es mayor a 1 mm, dicha intercepción puede ser de un 10 a un 40%.

II.3.3.3. Almacenamiento en depresiones

El volumen almacenado en las depresiones del terreno (charcos) finalmente se convierte en pérdidas, ya que es un volumen que se infiltra, o bien, si la depresión es impermeable, se evapora.

En zona urbana, se estima que el volumen que se puede perder por este concepto es del 5 al 8 % de la precipitación total

II.3.4. Infiltración

Ocurre cuando el agua que alcanza el suelo, penetra a través de sus poros y pasa a ser subterránea. La proporción de agua que se infiltra y la que circula en superficie (escorrentía) depende de la permeabilidad del sustrato, de la pendiente y de la cobertura vegetal. Parte del agua infiltrada vuelve a la atmósfera por evaporación o, más aún, por la transpiración de las plantas, que la extraen con raíces más o menos extensas y profundas. Otra parte se incorpora a los acuíferos, niveles que contienen agua estancada o circulante. Parte del agua subterránea alcanza la superficie allí

donde los acuíferos, por las circunstancias topográficas, intersectan (es decir, cortan) la superficie del terreno.

Flujo no saturado.- Los procesos que se desarrollan bajo la superficie de la tierra son la *infiltración*, el *flujo subsuperficial* y el *flujo subterráneo* (Figura 3). El agua que se infiltra se transforma en humedad del suelo. El flujo subsuperficial es el que se produce como *flujo no saturado* a través del suelo. El flujo subterráneo es el que se produce como *flujo saturado* a través de los estratos de suelo o roca. Los estratos de suelo y roca que permiten la circulación del flujo a su través se denomina *medio poroso*. El flujo es no saturado cuando el medio poroso tiene sus huecos ocupados por aire y es saturado cuando los huecos están completamente ocupados por agua. El *nivel freático*, es la superficie donde el agua en el medio poroso saturado se encuentra a presión atmosférica. Por debajo del nivel freático, el agua está a una presión mayor que la atmosférica.

Por encima del nivel freático, las fuerzas capilares pueden saturar el medio poroso en un espesor no muy grande de suelo llamado *franja capilar*. Por encima de esta capa, el medio poroso suele estar no saturado excepto inmediatamente después de una lluvia, cuando se producen condiciones de saturación en forma temporal.

El flujo subsuperficial y el subterráneo, bajo ciertas condiciones, pueden salir a la superficie transformándose en escorrentía, bien como un manantial, bien directamente fluir a un río.

La humedad del suelo es extraída por medio de la evaporación y de la evapotranspiración a través de las raíces de las plantas.

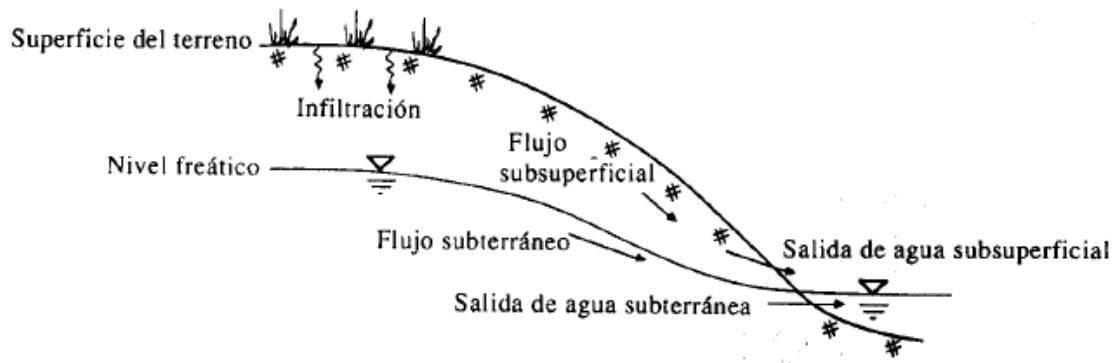


Figura 3: Zonas del agua subsuperficial y procesos que se desarrollan en ellas.

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Los factores que influyen en la tasa de infiltración son:

- El estado de la superficie del suelo.
- El estado de la cubierta vegetal.
- Las propiedades del suelo: porosidad y conductividad hidráulica.
- El contenido de humedad presente en el suelo.

Estratos de suelo con diferentes propiedades físicas pueden estar situados unos sobre otros formando horizontes. Además, los suelos presentan una gran variedad espacial, incluso en pequeñas áreas. Como resultado de esta variabilidad espacial y debido a que las propiedades de los suelos también varían en función de la humedad que contienen, la infiltración es un proceso extremadamente complejo que sólo puede describirse aproximadamente a través de ecuaciones matemáticas.

La distribución de la humedad dentro del perfil de suelo se esquematiza en la (Figura 4). En ella pueden distinguirse 4 zonas:

- Zona saturada: cerca de la superficie.
- Zona de transmisión: de flujo no saturado y contenido de humedad aproximadamente uniforme.

- Zona de mojado: la humedad decrece con la profundidad.
- Frente de mojado: el cambio de contenido de humedad con la profundidad es tan grande que tiene la apariencia de una discontinuidad aguda entre el suelo mojado arriba y el suelo seco abajo.

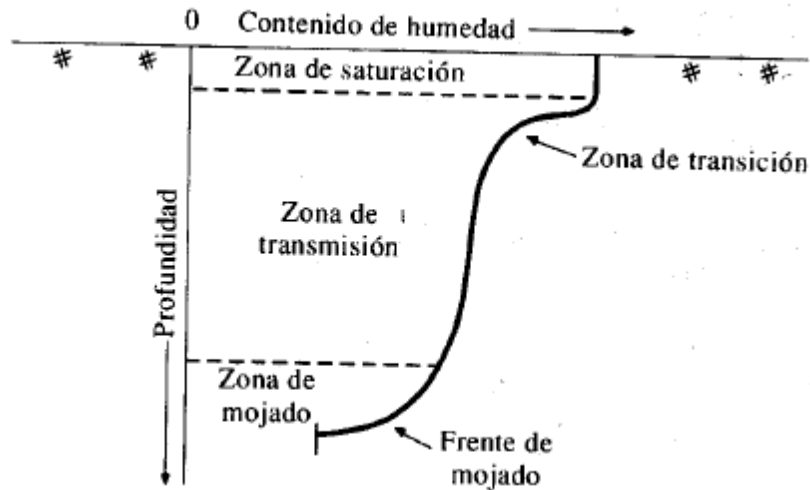


Figura 4: Esquema de la distribución de humedad dentro del perfil de suelo (Fuente: Chow et al. 1994)

Se define la *tasa de infiltración*, f [cm/hora] como la tasa a la cual el agua entra al suelo en la superficie. Si existe encharcamiento en la superficie, la tasa de infiltración es igual a la tasa de infiltración potencial. La mayor parte de las ecuaciones de infiltración describen la tasa de infiltración potencial.

Tiempo de encharcamiento.-

El *tiempo de encharcamiento*, t_p es el tiempo que pasa desde el inicio de la lluvia hasta que el agua comienza a encharcarse en el terreno. En todo momento anterior a t_p toda el agua se infiltra, es decir, la intensidad de lluvia, i es menor que la tasa de infiltración, $f(t)$. A partir del instante $t = t_p$ comienza la escorrentía, es decir, que la intensidad de lluvia es mayor que la tasa de infiltración.

II.3.5. Escorrentía

II.3.5.1. Escorrentía superficial

El agua que no es pérdida circula sobre la superficie y se concentra en pequeños cursos de agua, que luego se reúnen en arroyos y más tarde desembocan en los ríos (“escorrentía superficial”). Esta agua que circula superficialmente irá a parar a lagos o al mar, donde una parte se evaporará y otra se infiltrará en el terreno.

II.3.5.2. Escorrentía subterránea

El agua subterránea está localizada en la zona saturada del subsuelo, es decir en la región donde todos los poros están llenos de agua. Esta agua tiene su origen en la infiltración del agua superficial, lo cual hace que varíe su composición química, enriqueciéndose de elementos minerales y empobreciéndose de materia orgánica. Gracias a ello, el agua subterránea, usualmente, es de gran calidad para el consumo.

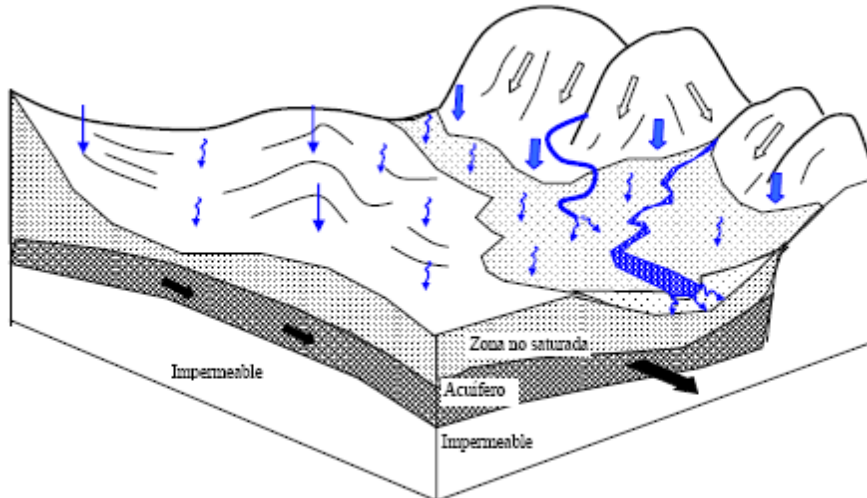


Figura 5: El agua Subterránea en el Ciclo Hidrológico

El agua que desciende, por gravedad-percolación y alcanza la zona saturada constituye la “recarga de agua subterránea”.

El agua subterránea puede volver a la atmósfera por evapotranspiración cuando el nivel saturado queda próximo a la superficie del terreno. Otras veces, se produce la descarga de las aguas subterráneas, la cual pasará a engrosar el caudal de los ríos, rezumando directamente en el cauce o a través de manantiales, o descarga directamente en el mar, u otras grandes superficies de agua, cerrándose así el ciclo hidrológico.

El proceso del ciclo hidrológico se repite y así no se pierde nunca el agua.

II.4. TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA

La escorrentía se puede definir como la cantidad de agua de una tormenta que drena o escurre sobre la superficie del suelo. Cuando se produce, fluye a los cauces incrementando su volumen; a medida que llega agua de las partes más lejanas comienza suavemente a decrecer el caudal al poco tiempo de terminada la lluvia. La erosión hídrica del suelo es un proceso producido por la escorrentía que ocasiona el empobrecimiento de los mismos y grandes pérdidas económicas. El agua de las lluvias que no alcanza a infiltrar en el suelo y escurre sobre la superficie de la tierra corre a velocidades diferentes ocasionando los mayores problemas en el manejo de cuencas. Es en esta parte del ciclo hidrológico en la cual se debe intervenir activamente para evitar que el agua ocasione graves daños; se pueden prescribir y aplicar diferentes prácticas de conservación de suelos que controlen el agua para evitar sus efectos negativos.

Los métodos para estimar la escorrentía a partir de la precipitación tratan de descontar de la lluvia caída sobre una cuenca todas aquellas pérdidas que se deben a factores tales como la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y el almacenamiento superficial.

II.5. HIDROGRAMA

El **hidrograma** es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica tal como: nivel de agua, caudal, carga de sedimentos, etc. para un río, arroyo o canal, si bien típicamente representa el caudal frente al tiempo; esto es equivalente a decir que es el gráfico de la descarga (L^3/T) de un flujo en función del tiempo. Éstos pueden ser hidrogramas de tormenta e hidrogramas anuales, los que a su vez se dividen en perennes y en intermitentes.

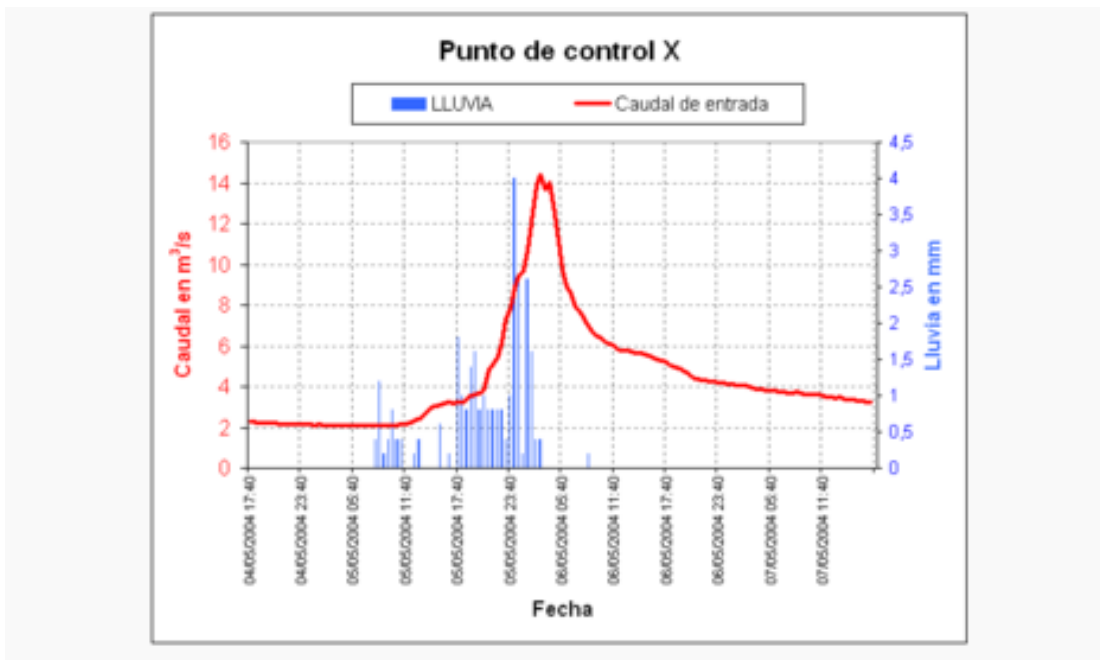


Figura 6: Hidrograma de tormenta debido a la lluvia recibida en la cuenca.

Permite observar:

- Las variaciones en la descarga a través de una tormenta, o a través del año hidrológico:
- El pico de escorrentía (caudal máximo de la avenida); El **flujo de base** o aporte de las aguas subterráneas al flujo; o, las variaciones estacionales de los caudales si se grafica un periodo de tiempo de uno o varios años.

- Los hidrogramas son útiles, entre otras cosas, para comparar los tiempos de descarga y caudales pico de varias corrientes o cuencas hidrográficas, para así conocer las diferencias entre sus capacidades de respuesta ante avenidas.
- **Hidrograma Unitario:** Curva básica de respuesta a una unidad de precipitación que describe la forma en que una cuenca devuelve un ingreso de lluvia distribuido en el tiempo. Se basa en el principio de que dicha relación entrada-salida es lineal, es decir, que pueden sumarse linealmente. Se construye en base a un "Hidrograma en S" que a su vez se construye desglosando varias tormentas y sus hidrogramas reales producidos.
- **Hidrograma Sintético:** Hidrograma unitario estimado en base a fórmulas que incluyen parámetros físicos de la cuenca en estudio como área, longitud del cauce principal, pendiente promedio y otros. Son los hidrogramas sintéticos más conocidos: el Triangular del USDA, el de Schneider, el de Clark.

II.6. CUENCA HIDROGRÁFICA

Se entiende por cuenca hidrográfica, cuenca de drenaje o cuenca imbrífera al espacio delimitado por la unión de todas las cabeceras que forman el río principal o el territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico. Una cuenca hidrográfica es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas. El uso de los recursos naturales se regula administrativamente separando el territorio por cuencas hidrográficas, y con miras al futuro las cuencas hidrográficas se perfilan como las unidades de división funcionales con más coherencia, permitiendo una verdadera integración social y territorial por medio del agua.

Una cuenca hidrográfica y una cuenca hidrológica se diferencian en que la cuenca hidrográfica se refiere exclusivamente a las aguas superficiales, mientras que la cuenca hidrológica incluye las aguas subterráneas (acuíferos).

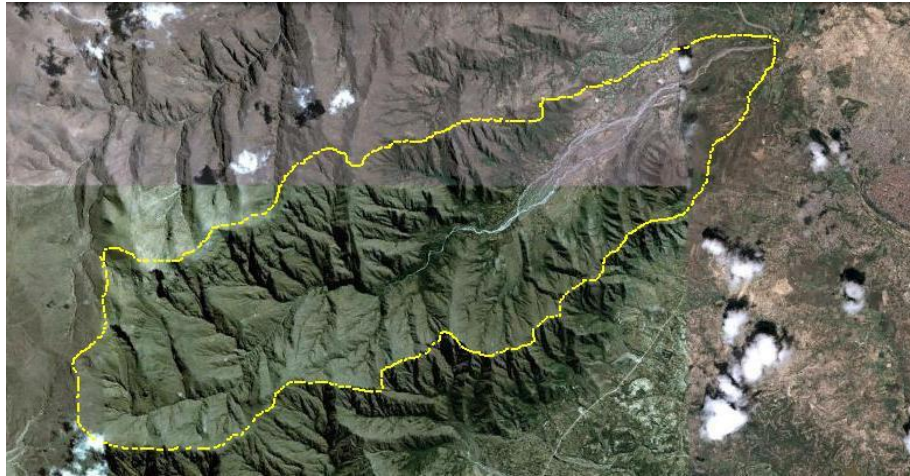


Figura 7: Cuenca hidrográfica delimitada en imagen satelital

II.6.1. Divisoria de aguas

La divisoria de aguas o *divortium aquarum* es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica. Una divisoria de aguas marca el límite entre una cuenca hidrográfica y las cuencas vecinas. El agua precipitada a cada lado de la divisoria desemboca generalmente en ríos distintos. También llamado *Divortium aquarum*. Otro término utilizado para esta línea se denomina *parteaguas*.

El *divortium aquarum* o línea divisoria de vertientes, es la línea que separa a dos o más cuencas vecinas. Es la divisoria de aguas, utilizada como límite entre dos espacios geográficos o cuencas hidrográficas.

II.6.2. Características físicas de una cuenca

Las características físicas de una cuenca dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc), los tipos de suelo, la cubierta vegetal, la geología, los usos del suelo, etc. Estas características influyen de manera decisiva en la respuesta hidrológica de la cuenca.

II.6.2.1. Área de drenaje

El área de drenaje (A) es la superficie, en proyección horizontal, delimitada por la divisoria de aguas.

La divisoria de aguas es una línea imaginaria que pasa por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de estudio de otras cuencas vecinas. Debe tenerse en cuenta que esta línea no es en general el contorno real de la cuenca, ya que la influencia de la geología puede hacer que el contorno de aportación de aguas subterráneas y sub-superficiales sea distinto del superficial.

II.6.2.2. El río principal

El río principal suele ser definido como el curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje, aunque hay notables excepciones como el río Misisipi. Tanto el concepto de río principal como el de nacimiento del río son arbitrarios, como también lo es la distinción entre río principal y afluente. Sin embargo, la mayoría de cuencas de drenaje presentan un río principal bien definido desde la desembocadura hasta cerca de la divisoria de aguas. El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura.

En el curso de un río se distinguen tres partes:

- curso superior, ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce;
- curso medio, en donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle;
- curso inferior, situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí, el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

II.6.2.3. Forma de la cuenca

Dos cuencas que tengan la misma área, podrán tener respuestas hidrológicas completamente diferentes en función de su forma, ya que ésta condicionará el tiempo

de concentración. Los parámetros que miden la forma de la cuenca son el índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (K_c) y el factor de forma (K_f).

- ***Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad***

Es la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia de área igual a la de la cuenca.

$$K_c = \frac{\text{Per.Cuenca}}{\text{Per.Círculo}} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Siendo P el perímetro de la cuenca (Km) y A el área de la cuenca (Km²). Cuanto más irregular sea la cuenca, mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular tendrá un coeficiente de compacidad mínimo, igual a 1.

- ***Factor de forma***

Es la relación entre el ancho medio y la longitud del cauce principal de la cuenca. El ancho medio se obtiene dividiendo el área de la cuenca por la longitud del cauce principal.

$$K_f = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Siendo B el ancho medio de la cuenca (Km), A el área de la cuenca (Km²) y L la longitud del cauce principal de la cuenca (Km). Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeta a crecidas que una de la misma área y mayor factor de forma.

II.6.3. Características del relieve

II.6.3.1. Pendiente media de la cuenca

La pendiente media puede estimarse a través de la siguiente fórmula:

$$S = \frac{DL_L}{A}$$

Donde L_L es la longitud total de todas las curvas de nivel comprendidas dentro de la cuenca (Km), D es la equidistancia entre curvas de nivel del mapa topográfico (Km) y A es el área de la cuenca (Km²).

II.6.3.2. Histograma de frecuencias altimétricas

Es un histograma que indica el porcentaje de área comprendida entre dos alturas determinadas.

Puede obtenerse calculando el área que existe entre las curvas de nivel de la cuenca.

En la Figura 8 puede verse un ejemplo:

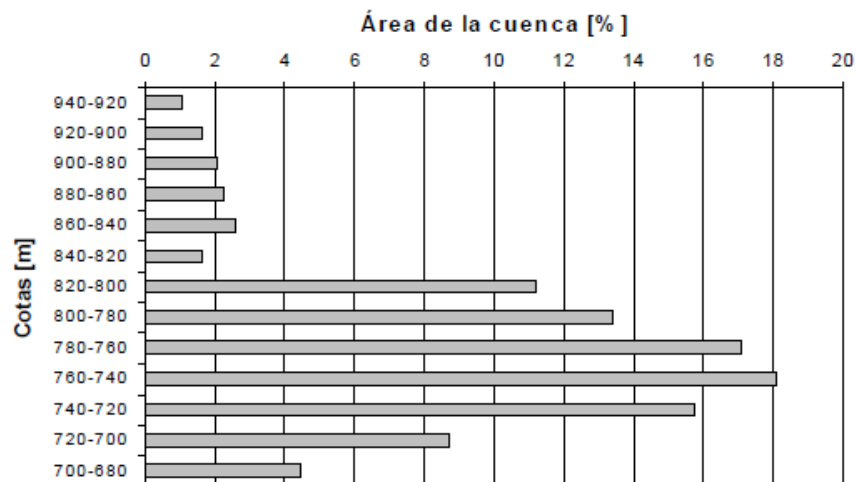


Figura 8: Histograma de Frecuencias Altimétricas de una Cuenca

II.6.3.3. Curva Hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Es una curva que indica el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca en Km^2 que existe por encima de una cota determinada. Puede hallarse con la información extraída del histograma de frecuencias altimétricas. En la (Figura 9) se presenta la curva hipsométrica correspondiente al histograma de la (Figura 8).

Una curva hipsométrica puede darnos algunos datos sobre las características fisiográficas de la cuenca. Por ejemplo, una curva hipsométrica con concavidad hacia arriba indica una cuenca con valles extensos y cumbres escarpadas y lo contrario indicaría valles profundos y sabanas planas.

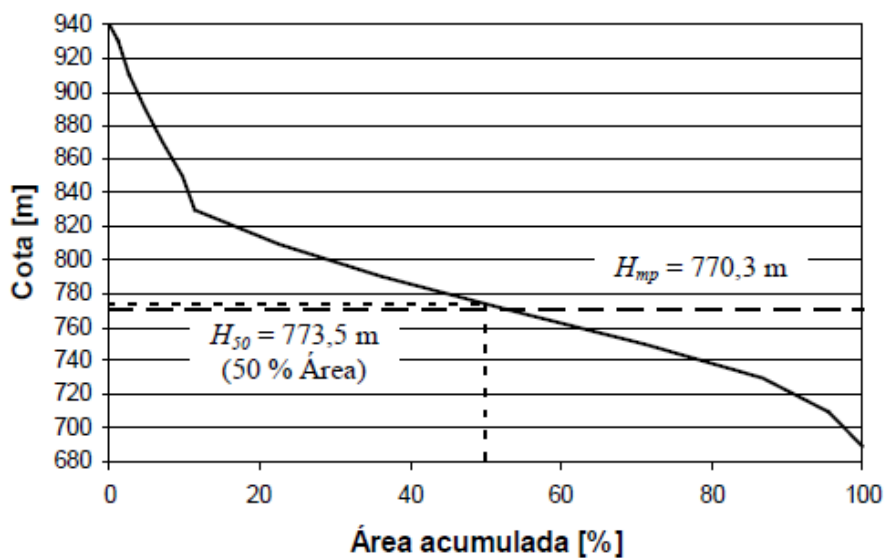


Figura 9: Curva Hipsométrica

II.6.3.4. Alturas características

A partir de la curva hipsométrica pueden definirse varias alturas características: la altura media, la altura media ponderada, la altura más frecuente y la altura mediana.

- La *altura media* (H_m) es la ordenada media de la curva hipsométrica.

- La *altura media ponderada* (H_{mp}) es la altura de un rectángulo de igual área que la que encierra la curva hipsométrica (Figura 9).
- La *altura más frecuente* es la altura correspondiente al máximo del histograma de frecuencias altimétricas.
- La *altura mediana* (H_{50}) es la altura para la cual el 50% del área de la cuenca se encuentra por debajo de la misma.

II.6.3.5. Pendiente del cauce principal

Se pueden definir varias pendientes del cauce principal, la pendiente media, la pendiente media ponderada y la pendiente equivalente.

- La *pendiente media* (S_m): es la relación entre la altura total del cauce principal (cota máxima menos cota mínima) y la longitud del mismo (Figura 10).

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

- La *pendiente media ponderada* (S_{mp}): es la pendiente de la hipotenusa de un triángulo cuyo vértice se encuentra en el punto de salida de la cuenca y cuya área es igual a la comprendida por el perfil longitudinal del río hasta la cota mínima del cauce principal, como se indica en la (Figura 10).

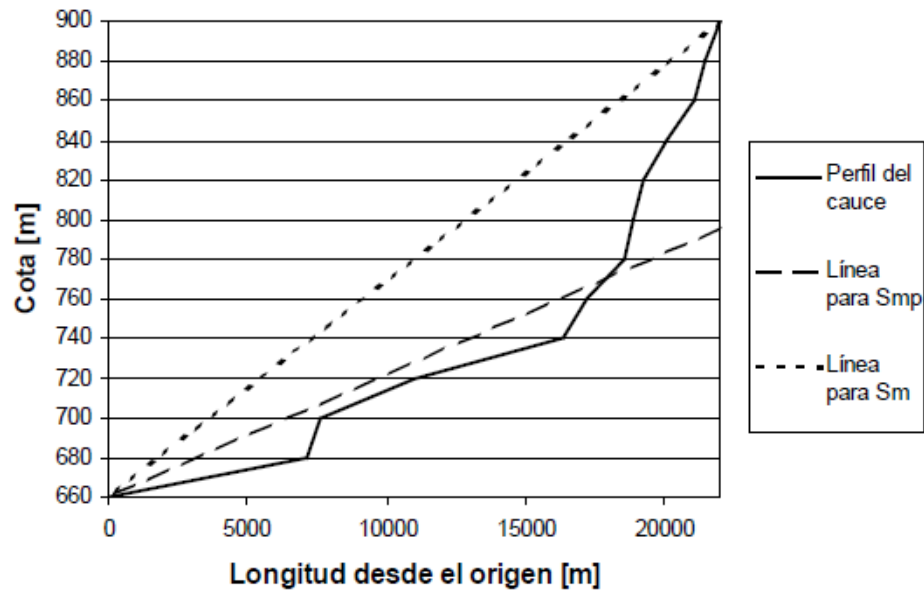


Figura 10: Perfil Longitudinal de un Cauce y Líneas a considerar para el cálculo de la pendiente Media y de la Pendiente Media Ponderada

- La *pendiente equivalente constante* (S_{eq}) es la pendiente de un canal de sección transversal uniforme de la misma longitud que el cauce principal y que posee la misma velocidad media o tiempo de recorrido que el cauce principal. Como la velocidad del flujo en régimen permanente es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente, S_{eq} se puede obtener ponderando los segmentos en el cual se divide el cauce de acuerdo a la raíz cuadrada de sus pendientes. Así:

$$\frac{L}{\sqrt{S_{eq}}} = \sum_1^n \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}$$

Donde L es la longitud del cauce principal (Km), l_i son las longitudes de los n tramos del cauce principal considerados y S_i son las pendientes de dichos tramos. Despejando S_{eq} :

$$S_{eq} = \left[\frac{L}{\sum \frac{l_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2$$

II.6.3.6 Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente de una cuenca es un rectángulo que tiene igual superficie, perímetro, coeficiente de compacidad y distribución hipsométrica que la cuenca en cuestión (Figura 11).

L = lado mayor

l = lado menor

$A = L * l$ = área del rectángulo equivalente = área de la cuenca

$P = 2(L+l)$ = perímetro del rectángulo equivalente = perímetro de la cuenca.

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16A}}{4} \qquad l = \frac{A}{L}$$

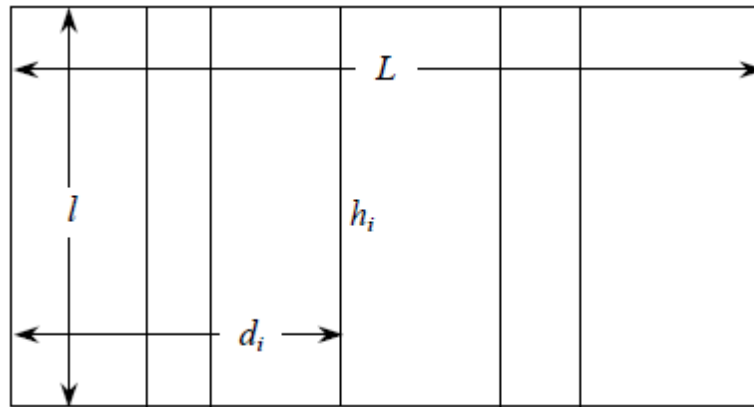


Figura 11: Ejemplo de rectángulo equivalente.

II.6.3.7 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y

representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que el caudal es máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.

Para entender bien el concepto de tiempo de concentración pensemos un poco en el siguiente ejemplo (figura 12): en un instante dado comienza a llover de forma uniforme y constante sobre un canal de riego; inmediatamente comenzará a circular agua hacia el punto de salida del canal (pto. B), pero en el instante inicial (t_0), únicamente saldrá del canal el agua que cae directamente sobre el punto de salida o en sus inmediaciones, puesto que el agua precipitada en la parte alta del canal tardará cierto tiempo en recorrer la distancia que separa los puntos A y B.

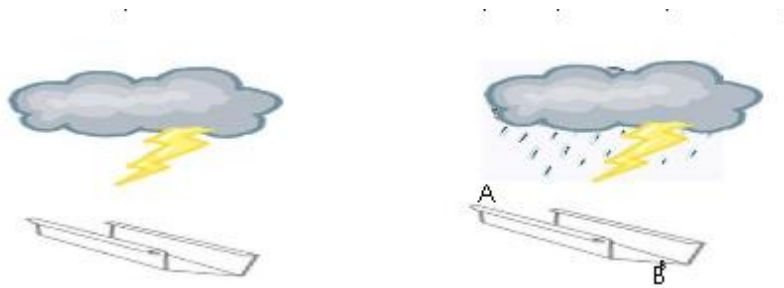


Figura 12: Ejemplo: Lluvia sobre un Canal

El **tiempo de concentración** t_c de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca.

II.6.4. Características de la red de drenaje

La red de drenaje de una cuenca está formada por el cauce principal y los cauces tributarios.

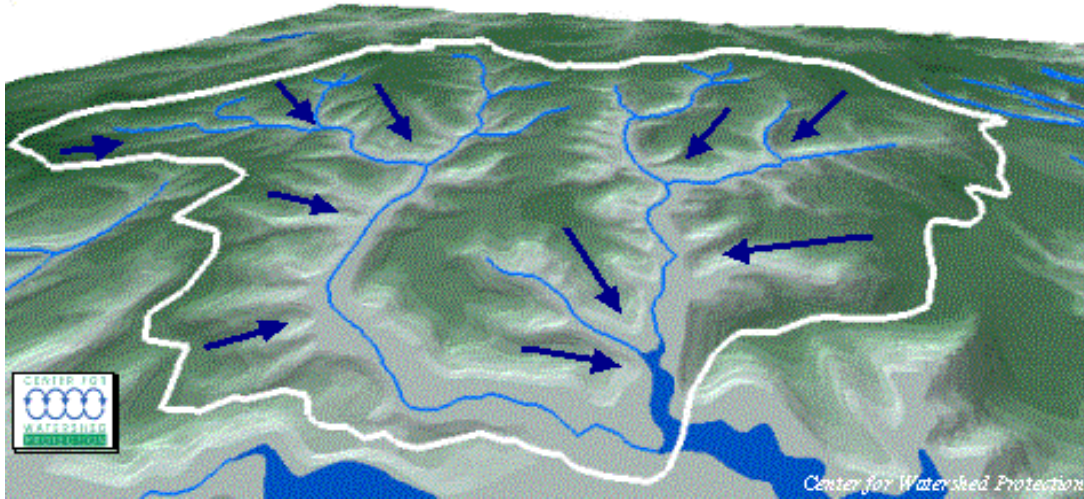


Figura 13: Red de Drenaje

II.6.4.1. Orden de la cuenca

Es un número que refleja el grado de ramificación de la red de drenaje. La clasificación de los cauces de una cuenca se realiza a través de las siguientes premisas:

- Los cauces de primer orden son los que no tienen tributarios.
- Los cauces de segundo orden se forman en la unión de dos cauces de primer orden y, en general, los cauces de orden n se forman cuando dos cauces de orden $n-1$ se unen.
- Cuando un cauce se une con un cauce de orden mayor, el canal resultante hacia aguas abajo retiene el mayor de los órdenes.
- El orden de la cuenca es el mismo de su cauce principal a la salida.

En la Figura 14 puede verse un ejemplo de esta clasificación. En relación al número de orden de los cauces, Horton (1945) encontró 3 leyes, llamadas Leyes de Horton: la ley de los números de cauces, la ley de las longitudes de los cauces y la ley de las áreas drenantes a los cauces.

Dichas leyes dicen que la relación de bifurcación, la relación de longitud y la relación de áreas permanecen constantes de un orden a otro de una cuenca.

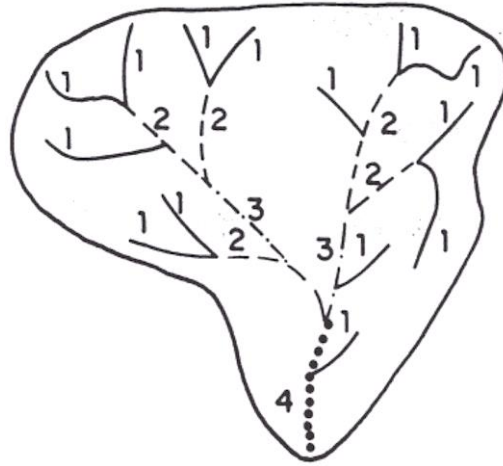


Figura 14: Determinación del orden de los cauces de una cuenca.

II.6.4.2. Relación de bifurcación (RB)

Se define como la relación entre el número N_i de cauces de orden i y el número N_{i+1} de cauces de orden $i+1$. Horton encontró que esta relación es relativamente constante de un orden a otro.

$$R_B = \frac{N_i}{N_{i+1}}$$

Siendo N_i el número de cauces de orden i . El valor teórico mínimo para RB es 2 y Strahler encontró un valor típico entre 3 y 5 en cuencas donde la estructura geológica no distorsione el patrón de drenaje natural.

II.6.4.3. Relación de longitud (RL)

Se define como la relación entre las longitudes promedio de cauces de órdenes sucesivos.

$$R_L = \frac{L_{i+1}}{L_i}$$

Donde L_i es la longitud promedio de los cauces de orden i .

II.6.4.4. Relación de áreas (RA)

Se define como la relación entre las área promedio que drenan a cauces de órdenes sucesivos.

$$R_A = \frac{A_{i+1}}{A_i}$$

Donde A_i es el área promedio que drena a los cauces de orden i .

II.6.4.5. Densidad de drenaje (D)

La densidad de drenaje se define como la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total:

$$D = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde $\sum L_i$ es la longitud de todos los cauces y tributarios de la cuenca. Strahler (1952) encontró en Estados Unidos valores de D desde 0,2 Km/Km² para cuencas con drenaje pobre hasta 250 Km/Km² para cuencas muy bien drenadas.

IV.- MODELOS HIDROLÓGICOS DE PRECIPITACIÓN ESCORRENTÍA

IV.1. INTRODUCCIÓN

Ciertas aplicaciones de la ingeniería hidrológica pueden requerir análisis complejos que involucran variaciones temporales y-o espaciales de precipitación, abstracciones hidrológicas y escurrimiento.

Típicamente, estos análisis encierran un gran número de cálculos y por ello pueden realizarse con una computadora digital. El uso de computadoras en todos los aspectos de la ingeniería hidrológica ha llevado a incrementar el énfasis en la modelación de cuencas. La modelación de cuencas comprende la integración de los procesos hidrológicos en un ente modelo, por ejemplo, un modelo de cuenca, con propósitos ya sea de análisis, diseño, escurrimiento a largo plazo, predicción de volumen, predicción o pronóstico de flujo en tiempo real.

“Un modelo de cuenca (cuenca de río) es un grupo de abstracciones matemáticas que describen fases relevantes del ciclo hidrológico, con el objetivo de simular la conversión de la precipitación en escurrimiento”. En principio, las técnicas de modelación de cuencas son aplicables a cuencas de cualquier tamaño, ya sean pequeñas (pocas hectáreas), de tamaño medio (cientos de kilómetros cuadrados) o grandes (miles de kilómetros cuadrados). En la práctica, sin embargo, las aplicaciones de la modelación son generalmente confinadas al análisis de cuencas para el cuales la descripción de variaciones espaciales temporales y-o variaciones espaciales de precipitación está garantizada. Usualmente éste es el caso para cuencas de tamaño medio y grande.

Una aplicación típica de la modelación de cuencas consiste en lo siguiente: (1) selección del tipo de modelo, (2) formulación del modelo y construcción, (3) prueba del modelo, y (4) aplicación del modelo. Los modelos de cuencas comprensivos incluyen todas las fases relevantes del ciclo hidrológico, y, como tales, están compuestos de una o más técnicas para cada fase. En la práctica, el ingeniero hidrológico debería (1) seleccionar un modelo disponible, con conocimiento de su estructura, operación, capacidades, y limitaciones, o (2)

desarrollar un modelo o modificar uno ya existente, basado en necesidades percibidas, disponibilidad de datos, y restricciones presupuestarias.

La mayoría de las aplicaciones rutinarias son del primer tipo, en cuyo caso es necesario familiarizarse con las características del modelo y su composición. Los modelos probados tienen manuales que describen la interacción entre el usuario y el modelo. Además, algunos modelos pueden tener manuales de referencia que proveen información adicional sobre la estructura interna del modelo.

Para investigación y proyectos de desarrollo, la construcción de un nuevo modelo podría estar garantizada. En este caso, el ingeniero hidrólogo tiene una amplia variedad de métodos y técnicas, pero los costos del desarrollo de un modelo son comparativamente más altos.

IV.2. CLASIFICACIÓN DE MODELOS DE CUENCA

IV.2.1. Modelos materiales versus Modelos formales

Los modelos de cuenca pueden ser agrupados en dos categorías generales: (1) material y (2) formal.

Un modelo **material** es una representación física del prototipo, más simple en estructura pero con propiedades que reúnen las del prototipo. Los ejemplos de modelos de cuencas materiales son simuladores de lluvia y cuencas experimentales.

Un modelo **formal** es una abstracción matemática de una situación idealizada que preserva las propiedades estructurales importantes del prototipo. Ya que los modelos formales son invariablemente matemáticos en naturaleza, es costumbre referirse a ellos como **modelos matemáticos**. Los modelos matemáticos que se usan con la ayuda de una computadora se denominan modelos computacionales. Muchos modelos computacionales de cuenca han sido desarrollados a lo largo de las últimas tres décadas.

Los modelos materiales de cuenca son caros y de aplicabilidad limitada. Por el contrario, los modelos formales están rápidamente disponibles, son altamente

flexibles, y comparativamente económicos para utilizar. De allí que no resulte una sorpresa que los modelos formales (matemáticos) sean la herramienta preferida en la solución de los problemas del modelado de cuencas.

IV.2.2. Tipos de modelos matemáticos de cuencas

Un modelo matemático de cuenca consiste en varios componentes, cada uno describe cierta fase o fases del ciclo hidrológico. Un modelo matemático puede ser de tres tipos: (1) teórico, (2) conceptual, o (3) empírico. Los modelos teóricos y empíricos son exactamente opuestos en significado, con modelos conceptuales que se ubican entre ellos. En suma, un modelo matemático puede ser determinístico o probabilístico, lineal o no lineal, invariable en el tiempo o variable en el tiempo, global o distribuido, continuo o discreto, analítico o numérico, evento guiado o proceso continuo.

En la práctica del modelado de cuenca, cuatro tipos generales de modelos matemáticos se reconocen comúnmente: (1) **determinísticos**, (2) **probabilísticos**, (3) **conceptuales**, y (4) **paramétricos**. Los modelos determinísticos son formulados siguiendo fórmulas de la física y/o procesos químicos descriptos por ecuaciones diferenciales.

Un modelo determinístico es formulado en términos de un grupo de variables y parámetros y ecuaciones relacionadas a ellos. Un modelo determinístico implica una relación causa-efecto entre los valores de los parámetros elegidos y los resultados obtenidos de la aplicación de las ecuaciones. Idealmente, un modelo determinístico debería proveer el mejor detalle en la simulación de los procesos físicos o químicos. En la práctica, sin embargo, la aplicación de modelos determinísticos está asociada frecuentemente a la incapacidad del modelo o del modelador de resolver la variabilidad temporal y espacial del fenómeno natural en incrementos suficientemente pequeños.

Los modelos probabilísticos son exactamente lo opuesto en significado a los modelos determinísticos. Un modelo probabilístico se formula siguiendo las leyes del azar o probabilidad. Los modelos probabilísticos son de dos tipos: (1) estadísticos, y (2) estocásticos. Los modelos estadísticos tratan con ejemplos

observados, mientras que los modelos estocásticos con la estructura del azar observada en ciertas series hidrológicas temporales - por ejemplo, flujos diarios de corriente en cuencas de tamaño medio. El desarrollo de modelos estadísticos requieren invariablemente el uso de datos; los modelos estocásticos enfatizan sobre las características estocásticas de los procesos hidrológicos.

Los modelos conceptuales son representaciones simplificadas de los procesos físicos, usualmente recaen sobre descripciones matemáticas (ya sean en forma algebraica o por ecuaciones diferenciales ordinarias), que simulan procesos complejos basándose en unas pocas claves de parámetros conceptuales. El uso extensivo de los modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica refleja la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar los componentes determinísticos en todas las instancias. De allí que los modelos conceptuales son sustitutos útiles y prácticos para los modelos determinísticos.

Los modelos paramétricos (esto es: empírico, o caja negra) son los más simples de todas las propuestas de modelado. Como su nombre indica, el énfasis de los modelos paramétricos está en los parámetros empíricos en los que está basada la solución. Usualmente, un modelo paramétrico consiste en una ecuación (o ecuaciones) algebraica que contiene uno o más parámetros a ser determinados por el análisis de datos u otro medio empírico. La aplicabilidad de los modelos paramétricos está restringida al rango de datos utilizados en la determinación de los valores de los parámetros. Los modelos paramétricos son útiles cuando los modelos conceptuales, determinísticos o probabilísticos no son prácticos o son demasiado caros.

Los ejemplos de tipos de modelos matemáticos de cuencas y los componentes del modelo pueden hallarse en una variedad de aplicaciones hidrológicas. Por ejemplo, la técnica del ruteo de onda cinemática es determinística, fundada en principios básicos de conservación de masa y momentum. Una vez que los parámetros de la curva de valor cinemático han sido determinados, las soluciones analíticas de las ondas cinemáticas llevan a soluciones predecibles.

Las soluciones numéricas, sin embargo, están sujetas a la difusión y dispersión causadas por la naturaleza finita de la malla. De allí que, evaluaciones cuidadosas

son necesarias para asegurarse que todos los procesos relevantes estén siendo cuantificados apropiadamente.

El método de Gumbel para el análisis de frecuencia de inundación (creciente) es un ejemplo típico del uso de los métodos probabilísticos en hidrología. El método de Gumbel es estadístico, ya que los parámetros de la distribución de la frecuencia son evaluados a partir de los datos medidos. Los métodos estocásticos (por ejemplo la simulación Monte Carlo) ha sido utilizada primeramente en la generación sintética de series hidrológicas temporales, tales como flujos diarios de corriente de cuencas de tamaño medio, las cuales muestran componentes sustanciales del azar.

La cascada de reservorios lineales es un ejemplo típico de modelo conceptual. En este caso, los procesos físicos de la concentración del escurrimiento y la difusión del mismo están siendo simulados en el medio por la difusión inherente en la solución matemática de un reservorio lineal. Dos o más reservorios en serie producen suficiente difusión de modo que la traslación (concentración del escurrimiento) y el almacenaje (difusión del escurrimiento) son simuladas efectivamente. Como en cualquier modelo conceptual, los datos de lluvia-escurrimiento medidos son necesarios para determinar los valores apropiados de los parámetros del modelo.

El análisis regional es un ejemplo típico de proyecto paramétrico para el modelado de cuencas hidrológicas. En este caso, las técnicas de regresión estadística son utilizadas para desarrollar ecuaciones predictivas que tengan aplicabilidad regional. Los parámetros de la ecuación de regresión tienen significancia regional, por ello, la extrapolación más allá de la región de definición no está garantizada.

IV.2.3. Modelos lineales versus modelos no lineales

La elección entre modelos lineales y no lineales tiene implicaciones prácticas. En la naturaleza, los procesos físicos son generalmente no lineales, en el modelado, sin embargo, los modelos lineales están sustituidos frecuentemente por procesos

no lineales en interés de la propiedad o aptitud matemática. La simplicidad de los modelos lineales es una ventaja definida, aunque se logra a costo de la pérdida de detalle. Los modelos no lineales son más complejos pero generalmente mejores para proveer detalles en la simulación de los procesos físicos.

Un modelo lineal es formulado en términos de ecuaciones lineales y procesos, por el contrario, un modelo no lineal está descrito por ecuaciones y procesos no lineales. Un ejemplo típico de un modelo lineal es el clásico hidrograma unitario. Ejemplos de ecuaciones no lineales utilizadas para modelar los procesos hidrológicos hay muchos, por ejemplo, las técnicas de regresión no lineal utilizadas en el análisis regional.

La cascada de reservorios lineales es otro ejemplo del uso de modelos lineales en la práctica del modelado hidrológico. Ya que el modelo es conceptual, sus parámetros deben ser determinados por calibración (utilizando datos de lluvia-escorrentamiento) antes de intentar utilizarlo en un modo predictivo. Los parámetros son constantes con lo cual el modelo no garantiza la extrapolación en regiones que no se usaron para la calibración. En la práctica, es necesario calibrar el modelo conceptual para cada uno de los niveles de flujo (esto es: bajo, medio, alto) y usar los grupos de parámetros calibrados en concordancia.

Los modelos determinísticos pueden ser complejos en sí mismos. Las ecuaciones diferenciales parciales pueden ser lineales o casi lineales, dependiendo de que los coeficientes de varios términos se asuman como constantes o variables. Los modelos lineales tienen parámetros constantes, por el contrario, los modelos casi lineales tienen parámetros variables. Donde la simplicidad está en riesgo, se justifica el uso de parámetros constantes- por ejemplo, el parámetro constante del método de propagación de Muskingum-Cunge.

Para mayor detalle en la simulación de un amplio rango de flujos, un modelo de parámetro variable es la elección lógica, esto es: el parámetro variable del método de propagación Muskingum- Cunge.

IV.2.4. Modelos de tiempo invariable versus modelos de tiempo variable

En los modelos de tiempo invariable, el parámetro o parámetros permanecen constantes en el tiempo. Por el contrario, en los modelos de tiempo variable, los parámetros varían. Un ejemplo típico es aquél del modelo conceptual de un reservorio lineal. Un modelo de tiempo invariable es $S = K \times O$, mientras que un modelo de tiempo variable es $S = K(t) \times O$, en el cual la constante K de almacenaje del reservorio es una función de tiempo. En la práctica, la mayoría de las aplicaciones han sido restringidas a modelos de tiempo invariable.

IV.2.5. Modelos globales versus modelos distribuidos

El término modelo de parámetro global -en forma corta modelos globales- es utilizado para referirse a un modelo en cual los parámetros no varían espacialmente dentro de la cuenca. De allí que la respuesta de la cuenca es evaluada sólo a la salida, sin tener en cuenta explícitamente la respuesta de las subcuencas individuales. Un ejemplo típico de un modelo de parámetro global es el hidrograma unitario. El término modelo de parámetro distribuido - en forma corta, modelo distribuido - es utilizado para referirse a un modelo en el cual se permite que los parámetros varíen espacialmente dentro de la cuenca. Esto permite el cálculo no sólo de la respuesta de toda la cuenca sino también la respuesta de las subcuencas individuales. El mayor detalle con el que pueden hacerse las simulaciones en un modelo distribuido rinde mejor computacionalmente que un modelo global.

Esto permite el modelado de características especiales tales como abstracciones de lluvia e hidrológicas que varían espacialmente. Sin embargo, para que los resultados del modelado distribuido sean significativos, la calidad y la cantidad de datos disponibles deben ser proporcionados con gran nivel de detalle.

Los conceptos del modelado global y del distribuido, aunque opuestos en significado, no son necesariamente exclusivos. Los modelos de cuenca globales pueden ser utilizados como componentes de modelos distribuidos de cuencas. En una aplicación típica, un modelo global (esto es: el hidrograma unitario) es utilizado para generación de hidrogramas de subcuencas individuales. Subsecuentemente, estos hidrogramas son combinados y guiados a través de una red de canales de corriente y reservorios. Ya que los parámetros varían de

subcuenca a subcuenca y los hidrogramas pueden ser evaluados en cualquier locación deseada dentro de la red de canal, el modelo de la red retiene esencialmente una estructura distribuida.

IV.2.6. Modelos continuos versus modelos discretos

Los modelos continuos y los discretos son opuestos en significado. Matemáticamente, una función continua es la que posee derivada en cualquier punto de su dominio. Por el contrario, una función discreta carece de esta propiedad. Ejemplos del uso de funciones discretas y continuas son comunes en la ingeniería hidrológica. Por ejemplo, un hidrograma de corriente es continuo, pero un hietograma de lluvia es discreto. El modelado, el término continuo es utilizado para referirse a modelos cuyas soluciones pueden ser obtenidas en cualquier punto. En los modelos discretos, sin embargo, las soluciones pueden ser obtenidas solo en ciertos puntos predeterminados.

Un ejemplo típico de la diferencia entre modelos continuos y discretos es proporcionado por la teoría del reservorio. La ecuación diferencial de almacenaje es una ecuación diferencial ordinaria, y de allí que una solución continua puede obtenerse por medios analíticos. La misma ecuación, sin embargo, puede ser discernible en el plano xt y resuelta por un método tal como la indicación de almacenaje usando procedimientos numéricos. En general, las funciones descritas analíticamente llevan a un modelado continuo. Por el contrario, las funciones de forma arbitraria son mejor manejadas con modelos discretos.

IV.2.7. Modelos analíticos versus modelos numéricos

La diferencia entre modelos analíticos y modelos numéricos es casi similar a la que existe entre modelos discretos y modelos continuos. Las funciones y modelos continuos pueden usualmente ser resueltos por medios analíticos, las funciones discretas y los modelos llevan a solucionarlos utilizando procedimientos numéricos. Una solución analítica utiliza las herramientas de la matemática clásica- por ejemplo, la teoría de la perturbación, transformaciones de Laplace, y así sucesivamente. Una solución numérica utiliza diferencias finitas, elementos

finitos, el método de las características, o cualquier otro método basado en el discernimiento del dominio de la solución.

En general, las soluciones analíticas pueden ser obtenidas sólo por problemas altamente simplificados, particularmente aquellos para los cuales las condiciones iniciales y de borde pueden ser expresadas en forma analítica. Los modelos numéricos se adaptan mejor para las aplicaciones reales, para las cuales las condiciones iniciales y de borde pueden ser especificadas arbitrariamente.

Los modelos numéricos, esquemas, y algoritmos son frecuentemente utilizados como parte integral de modelos computacionales que simulan todas las fases relevantes del ciclo hidrológico.

Dado el amplio uso de las computadoras, parece cierto que los modelos numéricos continuarán jugando un rol importante en la práctica del modelado de cuencas.

IV.2.8. Modelos de eventos aislados versus modelos de procesos continuos

Los modelos de cuenca pueden ser (1) de eventos aislados o (2) proceso continuo. Como sus nombres lo implican, los modelos de eventos aislados son de corto plazo, diseñados para simular eventos individuales de lluvia-escorrentamiento. Su énfasis está en la filtración y en el escurrimiento de superficie, su objetivo es la evaluación del escurrimiento directo. Los modelos de evento son aplicables para el cálculo de flujo de inundación, particularmente en los casos donde el escurrimiento directo es el mayor contribuyente al escurrimiento total. Típicamente, los modelos de evento no tienen en cuenta la recuperación de humedad entre eventos de tormenta y, por ello, no se ajustan para la simulación de flujos de tiempo seco (esto es: diariamente).

Distinto de los modelos de evento, los modelos de procesos continuos toman en cuenta todos los componentes del escurrimiento, incluyendo el escurrimiento directo (flujo de superficie) y el escurrimiento indirecto (flujo subterráneo e interflujo). Los modelos de proceso continuo se focalizan en la evapotranspiración y en otras abstracciones hidrológicas de largo plazo responsables del valor de recuperación de humedad durante los períodos en que

no hay precipitación. El objetivo de los modelos de proceso continuo es tener en cuenta el balance de humedad a largo plazo de toda la cuenca. Los modelos de proceso continuo se adaptan a la simulación de flujos diarios, mensuales o estacionales, usualmente para el volumen a largo plazo del escurrimiento y estimaciones de la producción de agua.

IV.3. COMPONENTES DEL MODELO

Los componentes del modelo de cuenca son: (1) precipitación, (2) abstracción hidrológica, y (3) escurrimiento. Usualmente la precipitación es el dato de entrada al modelo, las abstracciones hidrológicas son determinadas por las propiedades de la cuenca, y el escurrimiento es la salida del modelo.

IV.3.1. Precipitación

La precipitación, ya sea como lluvia o como nieve, es el proceso que guía el modelado de una cuenca. El escurrimiento de superficie es una consecuencia directa del exceso de lluvia y-o del deshielo de la nieve. La lluvia puede ser descrita en los siguientes términos: (1) intensidad, (2) duración, (3) profundidad, (4) frecuencia, (5) distribución temporal, (6) distribución espacial, y (7) corrección de área.

La intensidad de la lluvia varía ampliamente en el tiempo y en el espacio. En la práctica, es necesario hacer uso de promedios espaciales y temporales de modo de proveer descripciones útiles de lluvia. Para cuencas pequeñas, la intensidad de lluvia promedio durante un período igual al tiempo de concentración es usualmente el parámetro de lluvia primario. Para las cuencas de tamaño medio, el énfasis va desde la intensidad de la lluvia a la profundidad de la tormenta, la duración de la tormenta, y una distribución temporal de la lluvia conveniente. Para las cuencas grandes (esto es: cuencas de ríos) la distribución espacial de la lluvia se vuelve el factor de control.

Las tormentas de alta intensidad son usualmente de corta duración y cubren áreas relativamente pequeñas. Por el contrario, las tormentas de baja intensidad son típicamente de larga duración y cubren áreas grandes. Dependiendo del tamaño de la cuenca, de las condiciones de humedad antecedente, y cobertura de área de

la tormenta, ambos tipos de tormentas, las de alta y baja intensidad; pueden producir eventos de escurrimiento de magnitud comparable. De allí que, una descripción de lluvia que recaiga exclusivamente en la intensidad constante de la lluvia está limitada a pequeñas cuencas.

Duración de la lluvia

La duración del evento de lluvia o tormenta varía ampliamente, oscilando entre unos pocos minutos a varios días. La propiedad de concentración del escurrimiento indica que todas las cuencas, más allá de su tamaño, alcanzan eventualmente una condición de equilibrio en el escurrimiento cuando están sujetos a una lluvia efectiva constante. En la práctica, esto implica que es más probable que las cuencas chicas alcancen condiciones de equilibrio en el escurrimiento más rápidamente que las cuencas de mediano tamaño y gran tamaño. Ésta es la razón que hace que las cuencas pequeñas sean analizadas asumiendo el flujo concentrado, esto es, una condición de equilibrio del escurrimiento. El método racional es un ejemplo típico de la suposición de la concentración del escurrimiento.

Para las cuencas de tamaño mediano, la respuesta está en función de la altura acumulada de lluvia y de la distribución temporal aplicada. En este caso, la respuesta de la cuenca es usualmente de tipo subconcentrado, con una duración de tormenta corta con respecto al tiempo de concentración. La duración de la tormenta de diseño, a ser determinada por prueba y error, es aquella que produce el valor de caudal pico más alto para una profundidad de lluvia dada y una distribución temporal. Dado que los caudales picos están directamente relacionados a la intensidad de lluvia, y la intensidad de lluvia decrece con un incremento en la duración de la tormenta, concluimos que una tormenta de larga duración no lleva necesariamente a un caudal pico mayor.

Para cuencas grandes, la distribución espacial de la tormenta se vuelve importante, a pesar de que la duración de la tormenta continúa jugando su parte. Esto es porque las tormentas de larga duración pueden ser vistas frecuentemente como constituidas de dos partes (esto es una tormenta dual). La primer parte produce usualmente poco escurrimiento, el volumen de ella incrementa el

contenido total de humedad de la cuenca. La segunda parte, que ocurre inmediatamente después de la primera con condición de humedad antecedente mayor, es convertida casi enteramente en escurrimiento, resultando en flujos de pico anormalmente altos. Este mecanismo de la tormenta dual es usualmente responsable de las mayores inundaciones experimentadas en cuencas grandes.

Altura de lluvia

Para cuencas pequeñas la altura de lluvia implica asumir una intensidad de lluvia constante durante una cierta duración. La altura de lluvia se vuelve importante en el análisis de cuencas de tamaño medio, donde es utilizada junto con una tormenta de distribución adimensional elegida para desarrollar un hietograma.

Para proyectos grandes especialmente aquéllos donde la falla estructural debido a razones hidrológicas (esto es llenado del embalse) puede resultar en pérdida de vida, el concepto de precipitación máxima probable, o PMP, es utilizado en lugar de frecuencia-duración-altura. En la práctica, la PMP es utilizada como una entrada al modelo de cuenca para obtener el flujo máximo probable, o PMF.

Frecuencia de lluvia

En general, cuanto más grande es la altura de la tormenta, más infrecuente es su ocurrencia.

Relacionado íntimamente a la frecuencia está el concepto del período de retorno, definido como el promedio de tiempo que transcurre entre los acaecimientos de dos eventos de tormenta de la misma frecuencia. Los períodos de retorno normalmente usados en la práctica del diseño varía de 5 a 10 años para pequeñas obras de drenaje, de 50 a 100 años para estructuras más importantes.

La elección de la frecuencia de lluvia está usualmente basada en la práctica local y experiencia individual. Para proyectos importantes, especialmente aquéllos donde el fallo puede resultar en pérdida de vida, la PMP es usada en vez de la frecuencia como la base para las determinaciones de flujo.

Distribución temporal

La distribución temporal de una tormenta tiene un rol importante en la respuesta hidrológica de cuencas de tamaño medio. Para una altura de lluvia dada y una duración, la elección de la distribución temporal la de lluvia adimensional permite el desarrollo del hietograma de una tormenta de diseño.

Para una cierta altura de lluvia y una duración, una distribución temporal uniforme (fig.19-1(a)) producirá una respuesta lenta, con un pico relativamente bajo y un tiempo de base largo. Por el contrario, una distribución temporal altamente no uniforme (fig. 19-1(b)) producirá una respuesta rápida, con un pico relativamente alto y un tiempo de base corto. En la práctica, una elección juiciosa de la distribución temporal (o alternativamente, una tormenta diseño) es necesaria para el cálculo seguro de picos de flujo usando técnicas de modelado de cuencas.

Una distribución temporal de diseño puede ser derivada localmente o regionalmente. Las distribuciones de lluvia temporal adimensionales están expresadas en porcentaje de duración de la lluvia en las abscisas y porcentaje de altura de lluvia en las ordenadas. Alternativamente, la duración puede ser fijada a valores establecidos y solamente las ordenadas expresadas como porcentaje de gravedad de lluvia.

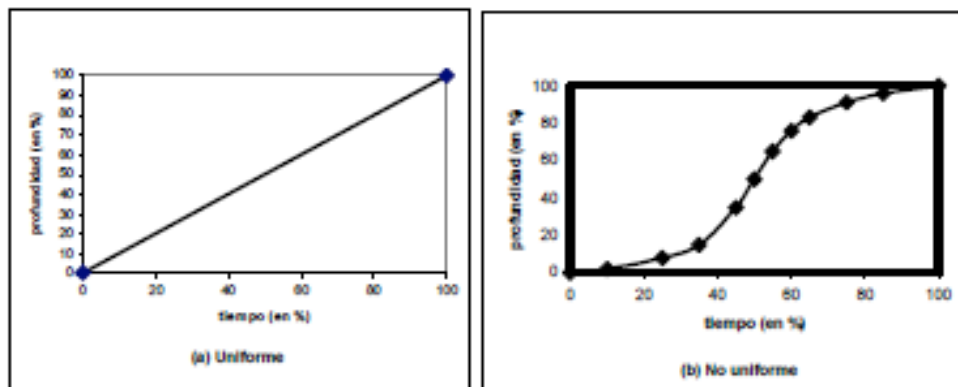


Figura 19: Tipos de distribuciones de lluvia temporal

Distribución espacial

Para cuencas grandes, la modelación gira alrededor de la distribución espacial de la tormenta. Las tormentas que cubren áreas grandes tienden a tener formas elípticas, con un ojo de alta intensidad ubicado en el medio del elipse, rodeado por lluvias de intensidades y alturas decrecientes. Más aún, el ojo de la tormenta tiende a moverse en dirección paralela a los vientos prevalentes.

En ciertos casos puede ser necesario considerar las tormentas locales y generales. Para cuencas grandes, las tormentas locales son típicas tormentas de alta intensidad (esto es, tormentas eléctricas) que cubren solamente una fracción de área de la cuenca. Por el contrario, las tormentas generales cubren el área entera de la cuenca con lluvias de larga duración, aunque de baja intensidad.

Para cuencas grandes, las tormentas locales y generales pueden producir escurrimiento e inundación de magnitud comparable.

Corrección del área

Hay una cantidad limitada de humedad precipitable en la atmósfera, por ello, cuanto mayor la cobertura del área de tormenta menor la altura promedio de la tormenta. Para explicar esta tendencia natural las alturas de la tormenta mostradas en los mapas ipsopluviales del Servicio Meteorológico Nacional son expresadas como alturas puntuales, esto es alturas de tormenta aplicables a áreas menores que 25 km².

Para cuencas de más de 25 km² se necesita una corrección del área de modo de reducir la altura del punto del mapa a un valor menor que tenga en cuenta la cobertura del área. Las relaciones generalizadas altura-área han sido desarrolladas por el Servicio Meteorológico Nacional.

IV.3.2. Abstracciones hidrológicas

Las abstracciones hidrológicas son los procesos físicos que actúan para reducir la precipitación total a precipitación efectiva. Eventualmente, la precipitación efectiva va a constituir el escurrimiento de superficie. Hay varios procesos por los

cuales la precipitación es abstraída por la cuenca. Entre ellos, aquéllos que interesan a la ingeniería hidrológica son los siguientes: (1) interceptión, (2) infiltración, (3) almacenaje de superficie, (4) evaporación y (5) evapotranspiración.

Los objetivos del modelado determinan una gran extensión cuyas abstracciones hidrológicas son importantes en una aplicación cierta. Para modelos de eventos, el énfasis está en la infiltración.

Por ejemplo, el método del número de curva de escurrimiento SCS, que es ampliamente usado en modelos de eventos, tiene en cuenta en forma explícita la infiltración. Todas las otras abstracciones están agrupadas en un parámetro inicial de abstracción, definida como una fracción de la retención potencial máx. $I_a = 0.2 \times S$.

Los modelos de proceso continuo difieren de los modelos de eventos aislados en que son diseñados para simular flujos diarios, con o sin la presencia de precipitación. Concordantemente, su énfasis está en la evapotranspiración, y apunta a proveer un detalle de la humedad de la cuenca en todo momento.

La interceptión es un tema importante en la modelación de tormentas de baja intensidad y de alta intensidad. Generalmente, las tormentas que tienen una frecuencia alta de ocurrencia son sustancialmente abstraídas por interceptión. Por el contrario, para las tormentas de alta intensidad y baja frecuencia de ocurrencia, la interceptión generalmente es una fracción muy pequeña del total de la lluvia. La modelación detallada de la interceptión usualmente está garantizada en modelos de proceso continuo. Para los modelos de eventos aislados, la interceptión es pequeña comparada con la infiltración.

Infiltración

La infiltración está vista como el mecanismo de abstracción primario en los modelos de eventos aislados. Los valores y las cantidades de infiltración determinan en gran parte las cantidades de escurrimiento superficial. Tanto los modelos determinísticos, como los conceptuales, o los paramétricos son usados en el modelado del proceso de infiltración. Por ejemplo, un modelo

determinístico es la fórmula de Green y la Ampt, que está basada en la física del proceso de infiltración. Un ejemplo típico de un modelo conceptual es el método de la curva de escurrimiento SCS, que está basada en asumir la proporcionalidad entre la retención y el escurrimiento. Los modelos paramétricos son también ampliamente usados, vea, por ejemplo, la función general de tasa de pérdida del HEC.

Los valores de infiltración varían ampliamente en el tiempo y el espacio, lo que hace del modelado distribuido de infiltración una tarea muy compleja. Para cuencas grandes, y particularmente para grandes inundaciones, los modelos prácticos de infiltración están basados en el concepto de índice de infiltración, que agrupa los valores de infiltración en el tiempo y el espacio. Estos índices pueden ser estimados u obtenidos del análisis de datos de lluvia-escurrimiento.

Almacenamiento superficial

La cantidad de almacenamiento superficial está en función del relieve de la cuenca. En cuencas pequeñas y montañosas, el almacenamiento superficial es usualmente despreciable. Sin embargo, en desagües urbanos y de tierras bajas (pantanos, ciénagas) es bastante compleja, de allí que el almacenamiento de superficie es usualmente simulado con modelos empíricos o conceptuales.

Evaporación

En el modelado de cuencas, un componente de evaporación es utilizado para cuantificar la pérdida de agua de lagos y reservorios. El proceso es particularmente importante para modelado continuo en regiones áridas y semiáridas. En este caso, la evaporación de lagos y reservorios puede representar una contribución sustancial al balance de agua de la cuenca.

La evaporación de los cuerpos de agua puede ser estimada de varios modos. Las distintas propuestas se clasifican como (1) balance de agua (2) balance de energía, (3) técnicas de transferencia de masa, y (4) métodos de pan-evaporación. Dada la naturaleza empírica de las estimaciones de evaporación, el uso de dos o más métodos es garantizado generalmente para proveer una base para la comparación.

Evapotranspiración

La evapotranspiración se ve como el mecanismo abstractivo primario de modelos de proceso continuo. La evapotranspiración es tomada en cuenta ya sea como evapotranspiración potencial (ETP) o evapotranspiración real (ETR). La ETP es modelada de forma similar a la evaporación. Los métodos para calcular la ETP están clasificados en: (1) modelos de temperatura, (2) modelos de radiación, (3) modelos combinados (balance energético con transferencia de masa), y (4) modelos de pan evaporación. Las fórmulas empíricas u otras estimaciones de evapotranspiración son utilizadas en la modelación de procesos continuos.

IV. 3.3. Esguerrimiento

Se reconocen dos modos diferentes de esguerrimiento con propósitos de modelación: (1) esguerrimiento en la cuenca y (2) esguerrimiento en el canal de corriente. El esguerrimiento de cuenca tiene características tridimensionales, pero eventualmente este tipo de esguerrimiento se concentra a la salida de la cuenca. Después de abandonar la cuenca el esguerrimiento entra la red del canal donde se vuelve un flujo corriente del canal. A diferencia del esguerrimiento de cuenca, la marcada orientación longitudinal del flujo de la corriente del canal generalmente justifica asumirlo unidimensional.

En la práctica, el esguerrimiento de cuenca se modela usando ya sea una aproximación distribuida o concentrada. La concentrada está basada en la convolución del hidrograma unitario con un hietograma efectivo de tormenta. La aproximación distribuida está basada en el flujo terrestre que utiliza técnicas de ondas de difusión o cinemáticas. (Ambas formas tienen ventajas y desventajas. El hidrograma unitario es relativamente fácil de implementar, a pesar de que toma en cuenta explícitamente los detalles físicos del interior de la cuenca. El ruteo de onda cinemática es teóricamente más aplicable que el hidrograma unitario, y a diferencia de este último, puede proveer información detallada del esguerrimiento de superficie en toda la cuenca. Sin embargo, ruteo de onda cinemática es generalmente más complejo, difícil de implementar y requiere cantidades sustanciales de datos físicos para que su operación resulte exitosa.

Más aún, el nivel de la abstracción geométrica requerida por modelos de onda cinemática operacional (ej: representación del libro abierto) puede en ciertos casos comprometer el rigor teórico de la técnica.

Una aproximación alternativa para la modelación del escurrimiento es el concepto del área de fuente variable. Esta aproximación es particularmente aplicable a la hidrología de montaña, por ejemplo, el estudio del escurrimiento desde las tierras altas y - o cuencas forestales.

Este concepto de modelado se basa en asumir que el patrón preferido de la lluvia es por infiltración a través de suelo forestal sin cambios, migración colina abajo, y mantenimiento de niveles de saturación o cercanos a la saturación en los declives bajos. A medida que la lluvia continúa, la zona de flujo de la subsuperficie saturada se expande, con las capas de suelo saturadas contribuyendo con cantidades sustanciales de flujo subsuperficial para el escurrimiento.

El grado en el cual la saturación y la subsecuente expansión lateral ocurre es una función de las condiciones de humedad antecedentes, intensidad de lluvia y duración. El modelado del área de fuente variable difiere del modelado superficial en que en el flujo subsuperficial la pendiente inferior es considerada como la primera instancia para el escurrimiento.

En el modelado de cuencas, la salida del escurrimiento de la cuenca es el flujo de entrada al canal.

El cálculo del flujo del canal se lleva a cabo armando camino a través de la red del canal. Se hace una distinción entre subcuencas de tierras altas, que contribuyen al flujo de entrada a la red de corriente aguas arriba, y alcanza las subcuencas, que contribuyen al flujo de entrada local a las varias distancias constituyendo la red de la corriente. Cuando se usan modelos globales, el escurrimiento de las subcuencas es concentrado en el punto corriente abajo. Por el contrario, con los modelos distribuidos, el escurrimiento de las subcuencas puede ser distribuido lateralmente a lo largo de la extensión.

El camino o ruta a través de la corriente se lleva a cabo por técnicas de tránsito hidráulico o hidrológico. Las técnicas hidrológicas se solucionan directamente

para valores de descarga, si se lo desea los estados pueden ser determinados indirectamente a través del uso de una curva de valor apropiada. Las técnicas hidráulicas de ruteo de río generalmente se resuelven para descargas y estados simultáneamente, aunque con un incremento sustancial en complejidad comparada con las técnicas hidrológicas.

Los modelos distribuidos requieren una descripción topológica de la red de la corriente. Un sistema lógico de cuenca y numeración de tramos se necesita para una combinación hidrográfica apropiada en las confluencias de la red.

IV.4. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO Y APLICACIÓN

La construcción de un modelo de cuenca comienza con la selección de los componentes del modelo. Una vez que éstos han sido elegidos, se unen como partes del todo del modelo, siguiendo una secuencia lógica que recuerda a la del proceso natural. La lluvia y la nieve son consideradas primero, seguidas por las abstracciones hidrológicas, la generación del hidrograma de la subcuenca, reservorio y ruteo de la corriente en el canal, y combinación hidrográfica en las confluencias de la red.

La resolución de la salida del modelo debe ser solicitada al inicio de la construcción y aplicación del modelo. La resolución se refiere a la capacidad del modelo de representar con seguridad ciertas escalas de problemas. La resolución está relacionada a la escala de la cuenca y el objetivo del modelado. La modelación del escurrimiento de cuencas pequeñas requiere una resolución clara, con pasos de tiempo típicos en el orden de los minutos y correspondiente a subcuencas pequeñas y tramos cortos de canal. Por el otro lado, la modelación del escurrimiento de cuencas de tamaño medio requiere una resolución promedio, con pasos de tiempo típicos en el orden de horas y correspondientes a subcuencas mayores y tramos de canal más largos. Más aún, la modelación del escurrimiento de cuencas grandes (esto es, cuencas de ríos) puede requerir una resolución amplia, con pasos de tiempo del orden de uno o más días y tamaño de subcuenca y longitudes de tramos del canal concordantes.

El objetivo del modelado puede tener influencia en la elección de la resolución del modelo. Los modelos de evento son de término corto por definición y, de allí que, estén sujetos a cambios rápidos en las variables del modelo. Los modelos de evento requieren una resolución fina, usualmente con pasos de tiempo que van desde varios minutos a unos pocas horas, dependiendo del tamaño de la cuenca. Los modelos de proceso continuo están diseñados para procesos de largo plazo, con fluctuaciones menores en las variables de modelo. De allí que en los modelos de proceso continuo es posible una resolución mayor.

IV.5. CALIBRACIÓN DEL MODELO Y VERIFICACIÓN

Los ingredientes esenciales de cada modelo son las variables y los parámetros. Las variables son cantidades físicas en sí mismas, esto es: descarga, estado, área de flujo, profundidad de flujo, velocidad media, etc. Los parámetros son cantidades que controlan el comportamiento de las variables. Cada componente del modelo puede tener una o más variables y parámetros.

Los parámetros pueden ser de naturaleza determinística, conceptual, o empírica. Los parámetros de los modelos determinísticos están basados en leyes de procesos físicos, usualmente en conexión con aplicaciones del modelado distribuido, para los cuales los cálculos se realizan en los dominios temporales y espaciales. Los parámetros conceptuales son parte de los modelos conceptuales es decir, aquellos que simulan procesos físicos en un modo simple y práctico. Los parámetros empíricos son calculados directamente, basados en datos medidos o indirectamente, basados en la experiencia (como en el caso de la regionalización de parámetros de modelos).

En la práctica, es más probable que un cierto modelo de cuenca tenga más de un tipo de componente y, entonces, más de un tipo de parámetro. Generalizando, un modelo de cuenca se denomina determinístico, conceptual o empírico dependiendo de si la mayoría de sus componentes y parámetros tienen bases determinísticas, conceptuales o empíricas. El uso y la interpretación de los modelos de cuenca, en particular los procesos de calibración, verificación y análisis de sensibilidad, son una función del tipo de modelo.

Calibración y verificación

La calibración del modelo es el proceso por el cual los valores de los parámetros del modelo son identificados para su uso en una aplicación particular. Consiste en el uso de datos de lluvia escurrimiento y un procedimiento para identificar los parámetros del modelo que provean la mejor concordancia entre los flujos simulados y los registrados. La identificación de los parámetros puede ser llevada a cabo manualmente, por prueba y error, o automáticamente utilizando técnicas de optimización matemática.

La calibración implica la existencia de datos de caudales, para cuencas no medidas, la calibración simplemente no es posible. La importancia de la calibración varía con el tipo de modelo. Por ejemplo, un modelo determinístico es observado generalmente como altamente predictivo, por ello, debería requerir poca o ninguna calibración. En la práctica, sin embargo, los modelos determinísticos no son enteramente determinísticos, y por ello, un cierto modo de calibración es necesario frecuentemente.

La modelación conceptual, la calibración es extremadamente importante, ya que los parámetros no muestran una relación directa con los procesos físicos. Por ello, la calibración es requerida de modo de determinar valores apropiados de estos parámetros. Las estimaciones prácticas de los parámetros de modelo conceptual, basados en la experiencia local, son usados algunas veces en lugar de la calibración. Sin embargo, tal práctica es riesgosa y puede llevar a cometer errores groseros. La calibración también juega un rol importante en la determinación de parámetros en modelos empíricos.

La calibración necesita de procesos de tiempo invariable y tiempo variable y los modelos son bastante diferentes. Para evaluar la seguridad predictiva de un modelo de tiempo invariable es costumbre dividir el proceso de calibración en dos etapas diferentes: (1) calibración y (2) verificación. Para este propósito, dos grupos independientes de datos de lluvia-caudal son reunidos. El primer grupo es utilizado en la calibración por sí mismo, mientras que el segundo grupo es usado en la verificación del modelo, esto es: una medición de la seguridad de la

calibración. Una vez que el modelo ha sido calibrado y los parámetros verificados, está listo para ser utilizado en el etapa predictiva de la modelación.

La calibración está bastante implicada con los procesos de tiempo variable y modelos. Ya que los parámetros varían en el tiempo (y con las variables del modelo), una calibración y una verificación en el sentido lineal es sólo posible dentro de un rango estrecho de la variable. Una alternativa práctica es seleccionar varios rangos de la variable, esto es, flujo mínimo, flujo promedio, y flujo máximo, y realizar una calibración y una verificación para cada nivel de flujo. De esta manera se puede identificar un grupo de parámetros para cada rango de la variable. Un ejemplo típico de calibración multinivel (multiestado) es la del ruteo en canales. Los parámetros de ruteo para flujo encauzado son bastante diferentes de aquéllos de flujo desbordado. Por ello, son necesarias varias calibraciones, que abarquen un amplio rango de niveles de flujo.

Para ciertos procesos y modelos, particularmente aquéllos de naturaleza determinística, los parámetros de modelo pueden ser explícitamente relacionados a las variables del modelo. En este caso, la necesidad de la calibración de los parámetros (en el sentido lineal) es engañosa. Los modelos variable-parámetro, son, por ello, altamente predictivos.

Los modelos distribuidos y concentrados poseen problemas de calibración diferente. Los modelos concentrados tienen un número relativamente pequeño de parámetros comparados con los modelos distribuidos. Para los modelos conceptuales globales, la calibración en el sentido lineal es posible. En este caso, las estimaciones de parámetro pueden ser obtenidas frecuentemente con técnicas de calibración automática.

A diferencia de los modelos concentrados, los modelos distribuidos tienen un gran número de parámetros, de los cuales la mayoría mantienen relación con los procesos físicos. Este gran grupo de parámetros suministra una calibración automática poco práctica y algunas veces errónea.

Análisis de sensibilidad

Las inseguridades en la práctica del modelado de cuencas ha llevado a una confianza “in crescendo” en el análisis de sensibilidad, el proceso por el cual un modelo es probado para establecer una medida del cambio relativo en los resultados del modelo causado por un cambio correspondiente en los parámetros del modelo. Este tipo de análisis es un complemento necesario para el ejercicio del modelado, especialmente porque provee información sobre el nivel de certeza (o no) para asegurar los resultados del modelado. Los resultados del análisis de sensibilidad para las variaciones de parámetro es particularmente importante en el caso de modelos determinísticos que tienen algunos componentes conceptuales. Debido a los componentes conceptuales, las calibraciones son estrictamente válidas sólo dentro de rangos estrechos de las variables, de allí que, los errores en la estimación de los parámetros necesitan ser determinados de manera cualitativa.

La sensibilidad es analizada usualmente aislando el efecto de cierto parámetro. Si un modelo es altamente sensible a un parámetro dado, pequeños cambios en el valor de ese parámetro podría producir cambios grandes en el rendimiento del modelo. Por ello, es necesario concentrar el esfuerzo del modelado en obtener buenas estimaciones de este parámetro. Por otro lado, los parámetros poco sensibles pueden ser relegados a un rol secundario.

En el modelado de cuencas, la elección de parámetros para el análisis de sensibilidad es función de la escala de problema. Por ejemplo, en pequeñas cuencas, el rendimiento del modelo es altamente sensible al parámetro abstracción, esto es el coeficiente de escurrimiento en el método racional.

Por ello, es imperativo que el coeficiente de escurrimiento sea estimado de la mejor manera posible. Para eventos de baja frecuencia, valores altos del coeficiente de escurrimiento están generalmente justificados.

En el modelado de cuencas de tamaño medio, la sensibilidad del modelo usualmente gira sobre la distribución temporal de la lluvia, los parámetros de infiltración, y la forma del hidrograma unitario.

La selección de la distribución de la lluvia es crucial desde el punto de vista del diseño. Los modelos de cuencas son usualmente muy sensibles a los parámetros de infiltración, lo cuales necesitan ser evaluados cuidadosamente, con particular atención a los procesos físicos. Por ejemplo, una tormenta de corta duración y alta intensidad podría resultar en un pico de flujo alto, debido primariamente a una alta intensidad de lluvia. Sin embargo, una tormenta de baja intensidad y larga duración podría también resultar en un pico alto de flujo, esta vez debido a una larga duración de la lluvia, lo que provoca que las abstracciones hidrológicas se reduzcan a un mínimo.

En el modelado de cuencas grandes, la sensibilidad del modelo se focaliza en la distribución espacial de la tormenta, a pesar de que la distribución temporal y los parámetros de infiltración continúan jugando un rol significativo. De cualquier modo, una evaluación cuidadosa de la sensibilidad del modelo es necesaria para incrementar la confianza en los resultados del modelado.

Los análisis proveen medios efectivos de muestra con las complejidades inherentes del modelado de desagües, incluyendo las incertidumbres de los parámetros asociados. En este sentido, los modelos distribuidos, mientras son vistos ampliamente como determinísticos pueden frecuentemente mostrar una cualidad distintiva probabilística diferente.

IV.6. MODELOS DE BALANCE HÍDRICO EN CUENCAS

Existen modelos de balance hídrico de carácter agregado los cuales tienen en cuenta para su aplicación pocos parámetros como lo son los de Thornthwaite, Palmer, Palmer, Temez, Thomas entre otros, que simplifican el ciclo hidrológico reduciendo a unas pocas componentes principales trabajando a una escala mensual.

También existen modelos agregados que relacionan muchos parámetros como los de Stanford, Sacramento, HSPF entre otros, al momento de ser aplicados tienen en cuenta muchos parámetros y son más precisos, describen el sistema con mucho más detalle, trabajando a escala horario o diaria, pero son más difíciles de usar

debido a que esta información tan puntual no siempre esta disponible por ser tan precisa y por la cantidad de parámetros a analizar.

Estos modelos agregados presentan una limitación y es que al ser aplicados reproducen condiciones de promedio de la cuenca, luego no simulan la variabilidad espacial del sistema.

IV.6.1. Modelos con pocos parámetros

Modelo T

Este modelo fue desarrollado por Thornthwaite y Mather en 1955, y asumen que el suelo presenta una determinada capacidad de almacenamiento en términos de humedad (Φ). El almacenamiento del suelo del mes i se encuentra representado por S_i .

Dependiendo de la precipitación en el mes i , la humedad que está representada por la variable P_i y la evapotranspiración potencial (ETP_i) varían. Para cuando se presente el caso de $P_i > ETP_i$, resultara que $S_i = \min (P_i - ETP_i) + S_{i-1}$, Φ .

Para el caso contrario cuando $P_i < ETP_i$, la humedad presente del suelo experimentar a un deficit.

En el año 1957 Thornthwaite y Mather y para 1978 Dunne y Leopold, desarrollaron diversas tablas y gráficas con el objetivo de calcular el déficit de la humedad del suelo y a partir de ahí obtener S_i . Por medio de estas tablas y gráficas se logró incorporar más fácilmente sus procedimientos a modelos computaciones permitiendo analizar y manejar situaciones donde la humedad del suelo es menor que el almacenamiento que este presenta. Para el año de 1955 las tablas de Thornthwaite y Mather realizaron, se apoyaron en un modelo que relaciona la pérdida de humedad del suelo y la evapotranspiración potencial, de la forma:

$$\frac{dS}{dt} = \frac{-(ETP_i - P_i)}{\Phi} \times S.$$

Modelo P

Este modelo de balance hídrico fue desarrollado por Palmer en 1965 y es muy similar al modelo T. Palmer en su modelo dividido en dos el suelo al trabajar en el almacenamiento de humedad. La capa superior presenta capacidad de humedad Φ_a y la capa inferior presenta capacidad de humedad Φ_b . La humedad que se encuentra en la capa inferior no puede ser modificada hasta que la localizada en la parte superior lo sea.

La evapotranspiración que se pierde en la capa superior, E_{ai} tomará lugar en la capa superior. La pérdida de evapotranspiración en la capa inferior, E_i se presenta cuando:

$[(ETP_i - P_i) - E_{ai}] > 0$, es decir, al momento de presentarse la pérdida de evapotranspiración en la capa superior.

En este caso, $E_i = [(ETP_i - P_i) - E_{ai}] \times (S_{(i-1)}^b) / \Phi$ para $E_i \leq S_{i-1}^b$ donde $\Phi = \Phi_a + \Phi_b$ y S_{i-1}^b representa la humedad en la capa inferior al inicio del i .

Al momento de que se presente en el límite inferior de las dos capas una capacidad máxima de almacenamiento, es cuando se origina escorrentía.

Modelo Thomas (abcd)

El modelo de Thomas fue desarrollado como su nombre lo indica por Thomas en 1981, el cual se conoce también como modelo abcd. Este modelo hídrico de carácter agregado establece mediante la determinación de cuatro (4) parámetros del caudal afluente en una cuenca.

Modelo SHALL3

Este modelo matemático de simulación hidrológica cuasi-3D, que contempla las interacciones entre los procesos de superficie, de la zona no saturada (ZNS) y de la zona saturada (ZS). En cada celda o unidad de discretización espacial se puede cuantificar dinámicamente variables de estado (almacenamientos por intercepción de la vegetación, superficial, en el perfil del suelo y subterráneo) y flujos de intercambio (evapotranspiración, ascenso capilar, escurrimiento superficial,

mantiforme y encauzado, a superficie libre y a través de constricciones, infiltración, percolación profunda y escurrimiento subterráneo).

Cada una de estas variables puede conocerse con una adecuada resolución espacial y temporal. Se describen resultados de la puesta en operación y calibración con el modelo en el sistema del Arroyo Ludeña (Santa Fe, Argentina)[16].

Las componentes hidrológicas consideradas lo hacen apto para simulaciones en áreas de llanura.

Modelo SWAT

Ha sido aplicado ampliamente en diferentes zonas del mundo y con multiplicidad de finalidades, sus prestaciones ofrecen posibilidad de hacer implementaciones variadas en las que se puede pretender hacer el análisis de todas las variables implicadas en los procesos llevados a cabo por el agua en su recorrido desde que se precipita hasta desembocar en las grandes corrientes, o simplemente ser usado para estimar flujos y transporte de sedimentos.

IV.6.2. Modelos con muchos parámetros

Muchos modelos computacionales de cuencas (áreas de captación o cuencas receptoras) han sido desarrollados en las últimas tres décadas. Seis de esos modelos, tres de eventos aislados y tres de procesos continuos se nombran a continuación.

Los modelos de evento son (1) HEC-1, desarrollado y respaldado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC), Armada de Estados Unidos, Cuerpo de Ingenieros, (2) TR-20, respaldado por el Servicio de Conservación de Suelos USDA, y (3) SWMM (Modelo de Gestión de Agua de Tormenta), desarrollado bajo los auspicios de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos. El HEC-1 y el TR-20 son utilizados para la generación de hidrogramas de crecidas en el análisis y diseño de esquemas de control de flujo. El SWMM se adapta a los análisis y las aplicaciones de diseño que involucran determinaciones simultáneas de cantidad y calidad de agua.

Los modelos de proceso continuo son: (1) SSARR, desarrollado y respaldado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos División Pacífico Norte, (2) Modelo de Cuenca Stanford (SWM) desarrollado en la Universidad de Standford, y (3) el Modelo Sacramento desarrollado conjuntamente por el Servicio Meteorológico Nacional de Estados Unidos y el Departamento de California de Recursos Hídricos. Estos modelos han sido utilizados para diseño hidrológico, predicción de volumen de escurrimiento a largo plazo, y predicción de flujo en tiempo real.

VI.- CALIBRACIÓN Y APLICACIÓN

VI.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA TOLOMOSA

VI.1.1. Ubicación geográfica de las cuencas de aporte

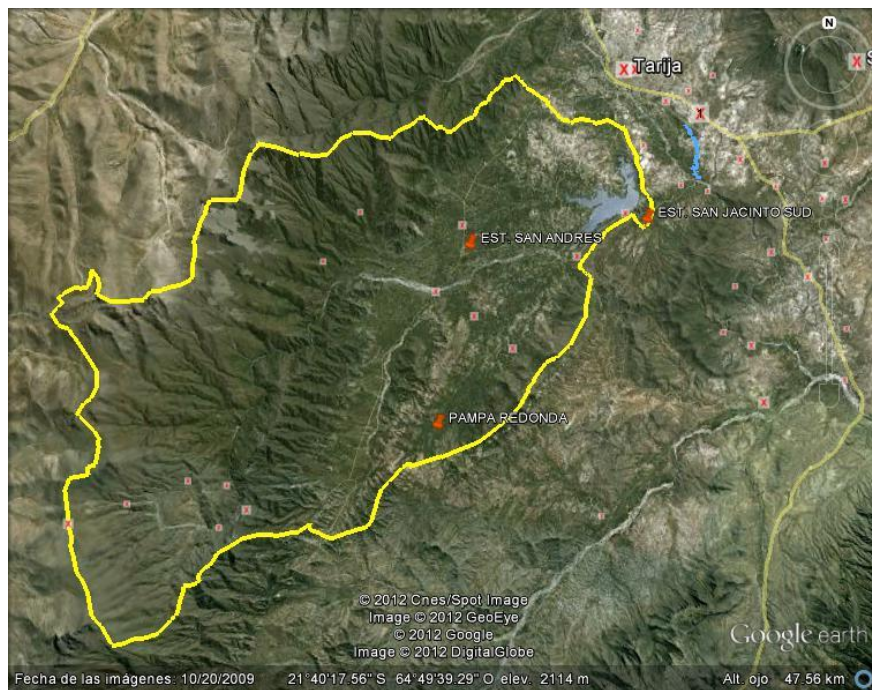
Geográficamente la cuenca principal de aporte se ubica en las comunidades de San Jacinto Sud, Pinos, Calderillas y Tolomosa próximas a la ciudad de Tarija, a una distancia media de 15 km de la ciudad de Tarija.

El punto de estudio para la calibración del modelo corresponde al cierre de la presa San Jacinto, ubicado en las siguientes coordenadas:

Lat. S.: 21° 36'

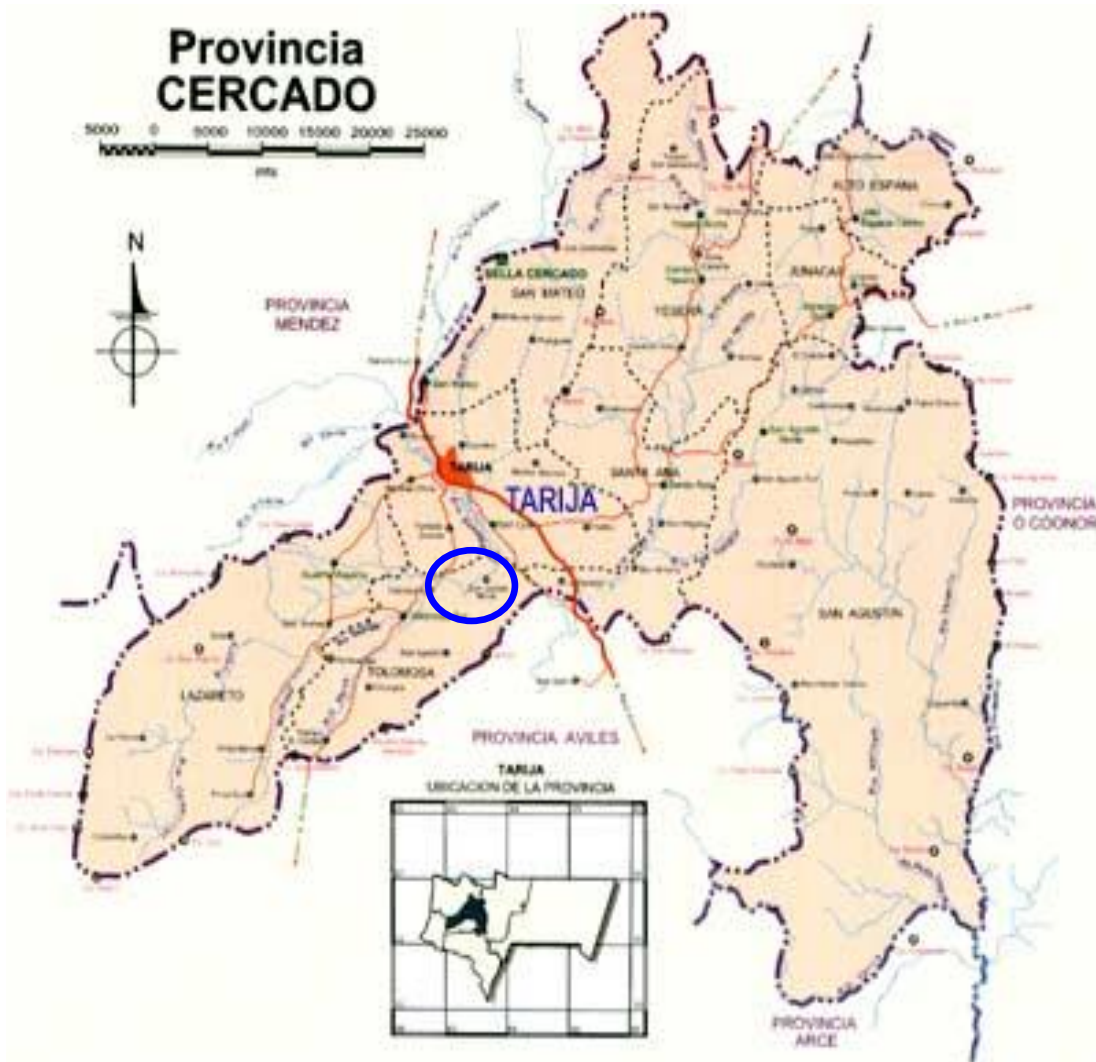
Long. W.: 64° 43'

Altura: 1,860 m.s.n.m.



Mapa N° 1 Ubicación de la zona de estudio

La cuenca del río Tolomosa es un afluente del Río Guadalquivir, ésta a su vez conduce sus aguas hasta la confluencia con el Río Tarija.

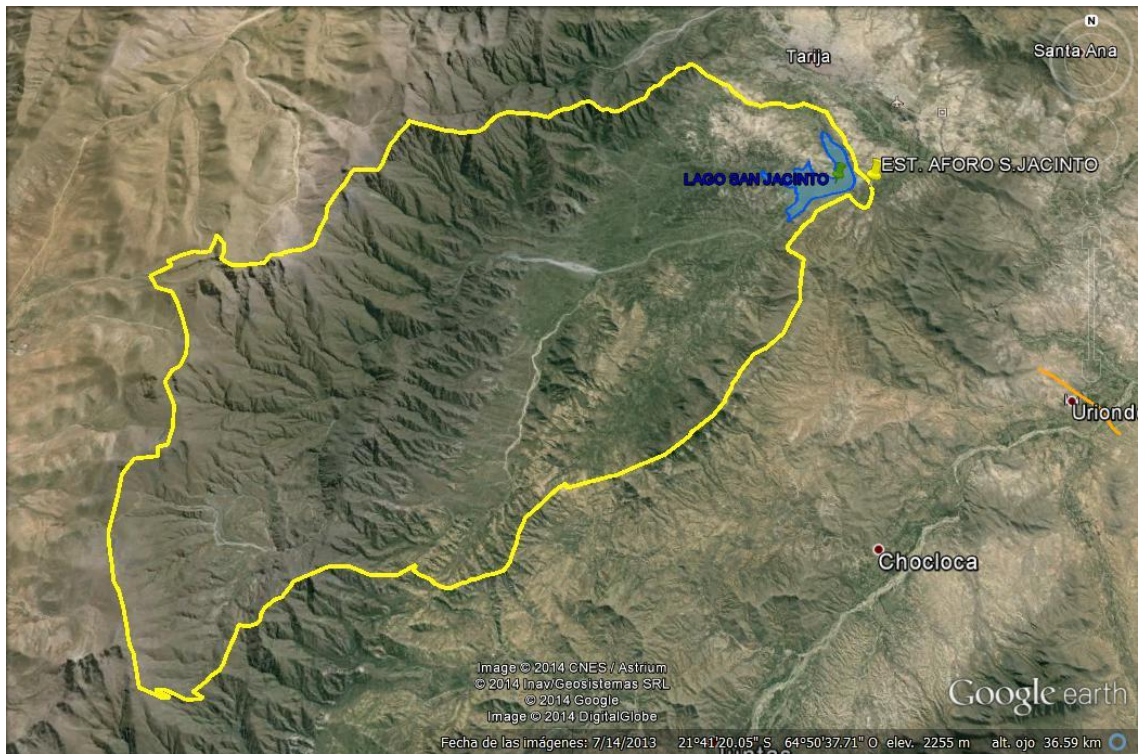


Mapa N° 2 Ubicación de la presa en la cuenca de la Quebrada Gutiérrez

VI.1.2. Delimitación de la cuenca de aporte

Se delimitó las cuencas en base a imágenes satelitales Google Earth, se eligió como punto de control la ubicación de cierre de la presa.

MAPA N° 3: CUENCA DE APORTE



PERFIL LONGITUDINAL DEL RÍO PRINCIPAL



VI.1.3. Caracterización climática

Para la caracterización climática se dispone de las estaciones meteorológicas ubicadas en el mismo lugar de estudio: Estación de San Andrés, Pampa Redonda, San Jacinto Sud, Pinos Sud y San Jacinto Embalse, esta última tiene pocos años de medición por lo que no es representativa; y como estación patrón se utilizaron los

Tabla N° 5

RESUMEN CLIMATOLÓGICO
Período Considerado: 1962 - 2014

Estación: AEROPUERTO
Provincia: CERCADO
Departamento: TARIJA

Latitud S.: 21° 32' 48"
Longitud W.: 64° 42' 39"
Altura: 1.849 m.s.n.m.

Índice	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Máx. Media	°C	27,0	26,7	26,3	25,6	24,7	24,0	23,8	25,3	26,0	27,5	27,5	27,3	26,0
Temp. Mín. Media	°C	14,4	13,9	13,4	10,8	6,0	2,6	2,4	4,7	7,6	11,4	13,0	14,1	9,5
Temp. Media	°C	20,7	20,3	19,9	18,2	15,3	13,3	13,1	15,0	16,8	19,5	20,2	20,7	17,8
Temp. Máx. Extr.	°C	36,0	37,4	37,0	37,4	36,2	34,2	36,0	36,5	39,0	39,3	39,0	38,8	39,3
Temp. Mín. Extr.	°C	6,0	4,0	5,0	-2,0	-5,2	-7,7	-7,8	-9,5	-4,2	1,0	3,0	5,0	-9,5
Días con Helada		0	0	0	0	2	9	9	4	1	0	0	0	24
Humed. Relativa	%	67	68	68	65	59	54	52	50	50	54	59	63	59
Nubosidad Media	Octas	5	5	5	4	3	3	2	2	3	5	5	6	4
Insolación Media	Hrs	5,2	6,0	6,0	6,6	6,7	7,8	8,1	8,5	8,0	6,7	5,9	4,7	6,7
Presión Barométrica	hPa	813,8	814,3	814,2	814,1	814,4	814,1	814,3	814,3	814,2	813,7	813,5	813,5	814,0
Precipitación	mm	134,9	112,2	84,6	21,3	2,3	0,7	0,6	2,0	7,2	37,0	70,4	131,7	604,8
Pp. Máx. Diaria	mm	97,8	74,7	83,3	50,0	25,6	22,0	20,0	34,0	23,0	59,0	125,0	106,0	125,0
Días con Lluvia		13	11	9	4	1	0	0	1	2	5	9	12	67
Velocidad del viento	km/hr	5,6	5,2	5,2	5,3	4,6	4,1	5,0	6,5	8,1	8,3	7,7	6,5	6,0
Dirección del viento		SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE	SE

VI.2. PROPIEDADES DE LAS CUENCAS EN ESTUDIO

VI.2.1. Área

El área de la cuenca está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural.

CUENCA PRINCIPAL HASTA EL PUNTO DE ESTUDIO

CUENCAS EN ESTUDIO	AREA Km ²	AREA Ha
CUENCA DEL RÍO TOLOMOSA HASTA EL PUNTO DE CONTROL	449,862	44.986,17

VI.2.2. Perímetro

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divorcio de la hoya es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca, Usualmente este parámetro físico es simbolizado por la mayúscula P.

El perímetro medida para las cuencas de aporte es:

CUENCAS EN ESTUDIO	PERÍMETRO Km
CUENCA DEL RÍO TOLOMOSA HASTA EL PUNTO DE CONTROL	99,83

VI.2.3. Longitud del río principal

La longitud, L, de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal del río principal entre un punto aguas abajo (punto de control) y otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

La longitud del río principal para la cuenca de aporte es:

CUENCAS EN ESTUDIO	LONGITUD DEL RÍO PRINCIPAL km
CUENCA DEL RÍO TOLOMOSA HASTA EL PUNTO DE CONTROL	40,48

VI.2.4. Índice de Compacidad o Gravelius

Determina la forma de la cuenca y su influencia en la mayor o menor facilidad que tiene una cuenca para evacuar las aguas de lluvia.

$$K_c = 0.28 * \frac{P_{est.}}{\sqrt{A}}$$

Kc =

Índice de Compacidad o Gravelius

Pest = 99,83 km

Perímetro estilizado de la cuenca

A = 449,86 km²

Área de la cuenca

Kc = 1,32

VI.2.5. Índice de pendiente global

Nos indica la pendiente media del río principal

$$IG = H/L$$

IG = Índice de pendiente global

Cota máxima de la cuenca 4063,00 m.s.n.m.

Cota mínima de la cuenca 1860,00 m.s.n.m.

H = 2203,00 m Desnivel total de la cuenca

L = 40480,00 m Longitud del río principal

$$IG = 0,0544$$

$$IG = 5,44 \%$$

IV.2.6. Tiempo de concentración

Cuenca Rio Tolomosa

Calculo del tiempo de concentración:

El tiempo de concentración, es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano desde un extremo de la cuenca, hasta llegar al punto de control o desemboque. Este tiempo es constante para toda la cuenca.

Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos, las cuales aplicaremos en el presente estudio.

Se requieren los siguientes datos:

Area de la Cuenca
 Longitud del rio o curso principal
 Cota max =
 Cota min =
 Desnivel Máximo del curso de agua más largo
 Pendiente media del rio

A =	449,862	Km ²
L =	40,48	Km
Hmax =	4.063,00	m.s.n.m.
H min =	1.860,00	m.s.n.m.
H =	2.203,00	m
J =	0,05	m/m

FORMULA DE GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L}$$

Tc =	2,61	hrs
------	------	-----

FORMULA CALIFORNIANA

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

Tc =	3,50	hrs
------	------	-----

FORMULA VENTURA Y HERAS

$$T_c = 0.05 \left(\frac{A}{\sqrt{J}} \right)$$

Tc =	4,55	hrs
------	------	-----

FORMULA CHEREQUE

$$t_c = \left(0.871 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tc =	3,52	hrs
------	------	-----

FORMULA DE KIRPICH

tc =

--

 hr
 L =

40480,00

 m
 S =

0,05

 m/m

$$t_c = \left(0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Tc =	3,52	hrs
------	------	-----

ANALISIS:

Tomando el promedio de las formulas que dan resultados parecidos:

PROMEDIO:

Tc = 3,29 Hrs.

VI.2.7. Análisis de precipitaciones

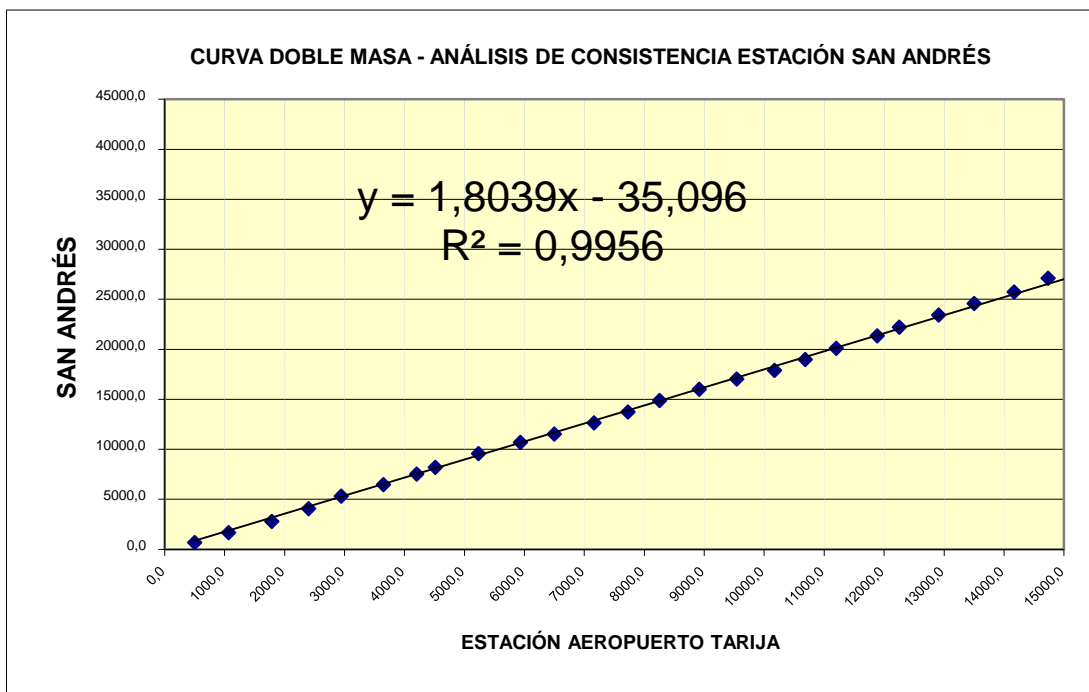
Se emplearán los datos de las estaciones del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) más cercanas al lugar de estudio, de esta manera se tendrá una mayor representatividad de las lluvias en esta zona; las estaciones disponibles son:

n°	Estación	Tipo	Provincia	Lat. S.	Long.W.	Altura m.s.n.m	Periodo Reg.
1	San Andrés	CLI	CERCADO	21° 37' 24"	64° 48' 54"	1,987	1975-2014
2	San Jacinto Sud	PL	CERCADO	21° 36'	64° 43'	1,850	1975-2014
3	Pampa Redonda	PL	CERCADO	21° 42'	64° 49'	1,950	1966-1994
4	Pinos Sud	PL	CERCADO	21° 44'	64° 53'	2,100	1972-2014

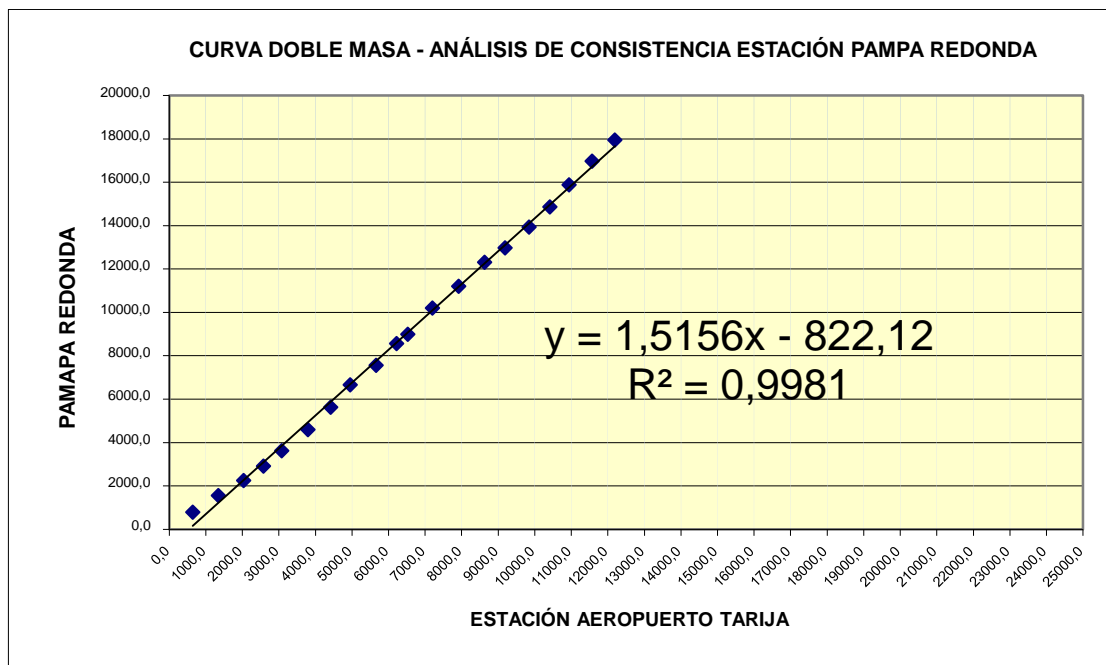
Los datos de la estación del Aeropuerto Tarija se emplearán sólo para realizar el análisis de consistencia.

VI.2.8. análisis de consistencia

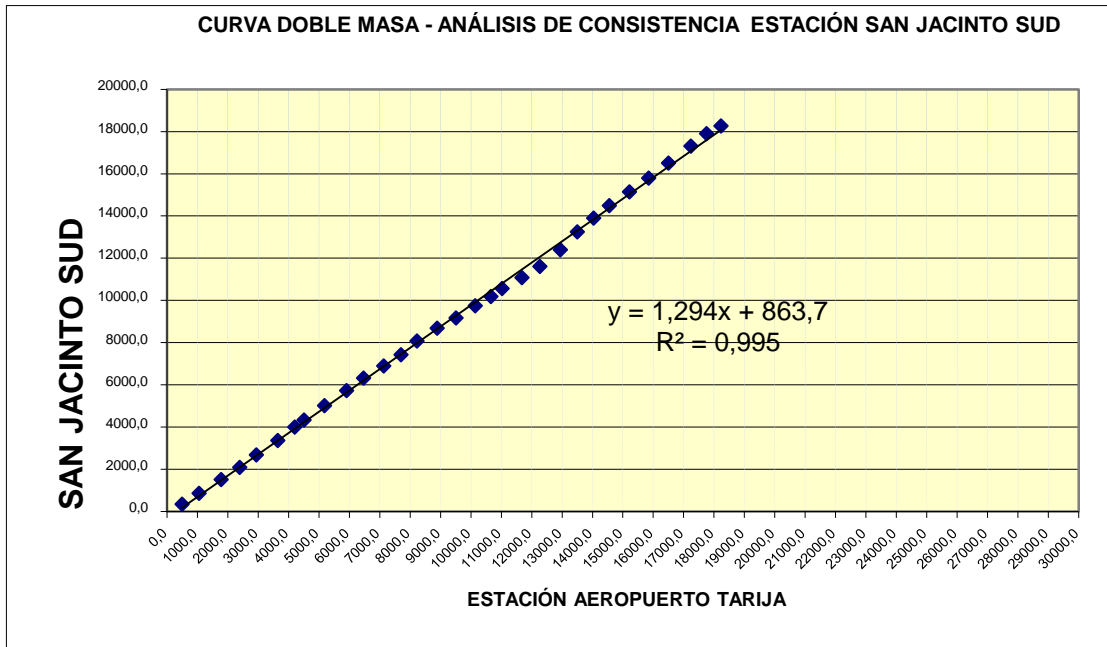
La estación Patrón es la del Aeropuerto Tarija por ser la más completa y confiable.



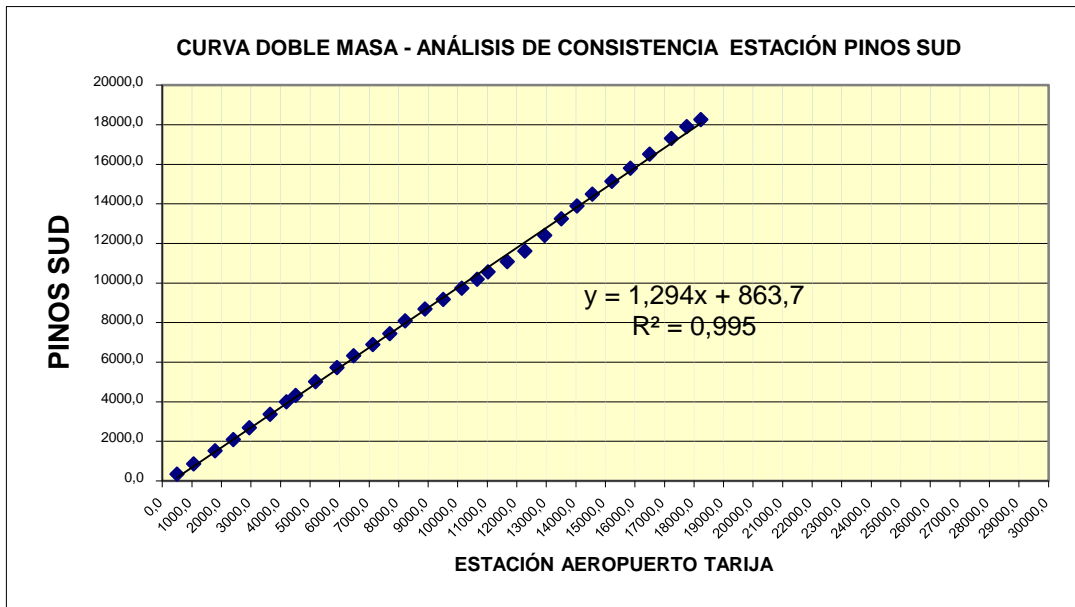
Es consistente



Es consistente



Es consistente



Es consistente

VI. 2.9. Determinación de volúmenes y caudales medios

Los caudales medios se determinarán mediante el modelo ABCD; para efectos de comparación se empleará el concepto de relación precipitación escorrentía con un coeficiente de escorrentía “c”.

De una calibración entre precipitaciones y caudales medidos y aforados para el mismo periodo de observación se determinó el valor el coeficiente de escorrentía de 0.76

Se trabajará con las estaciones de San Andrés, Pampa Redonda y Pinos Sud porque éstas tienen una cantidad de considerable de años de medición de precipitaciones.

CUENCA RÍO TOLOMOSA

SIMULACIÓN DE VOLUMENES Y CAUDALES MEDIOS A PARTIR DE DATOS DE PRECIPITACIÓN

PRECIPITACIONES MENSUALES (mm) Y ESCORRENTÍA ANUAL (m3)

ÁREA DE LA CUENCA: A =

449,86

 KM2
 COEF. C DE ESCORRENTÍA: c =

0,76

PROMEDIO DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

	ENE (mm)	FEB (mm)	MAR (mm)	ABR (mm)	MAY (mm)	JUN (mm)	JUL (mm)	AGO (mm)	SEP (mm)	OCT (mm)	NOV (mm)	DIC (mm)	ANUAL (mm)
EST. SAN ANDRÉS	264,37	215,90	163,76	51,73	5,97	1,33	4,40	10,83	6,88	70,10	139,15	199,20	1133,62
EST. PAMPA REDONDA	191,50	171,33	182,83	70,17	9,75	2,83	5,75	18,33	16,83	69,58	77,58	175,12	991,62
EST. PINOS SUD	230,58	228,84	188,56	49,03	10,38	3,54	2,21	7,53	18,44	60,65	124,67	187,46	1111,88
P	229	205	178	57	9	3	4	12	14	67	114	187	1079
85%	194	175	152	48	0	0	0	0	0	57	97	159	882
P	194	175	152	48	0	0	0	0	0	57	97	159	882

SIMULACIÓN DE LA ESCORRENTÍA

VOLUMENES MEDIOS MENSUALES ESCURRIDOS (m3) Y CAUDAL MENSUAL (l/s)

	ENE (m3)	FEB (m3)	MAR (m3)	ABR (m3)	MAY (m3)	JUN (m3)	JUL (m3)	AGO (m3)	SEP (m3)	OCT (m3)	NOV (m3)	DIC (m3)	ANUAL
V=P·c·A (m3)	7,E+07	6,E+07	5,E+07	2,E+07	0,E+00	0,E+00	0,E+00	0,E+00	0,E+00	2,E+07	3,E+07	5,E+07	3,E+08
Q=V/t (mes) m3/s	24,827	22,282	19,355	6,182	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	7,245	12,348	20,318	9,380
Q (l/s)	24.826,82	22.281,59	19.354,75	6.181,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7.245,45	12.347,54	20.317,98	9.379,67

Volumen anual = 301.470.085 metros cúbicos
Volumen anual = 301,470 Hectometros cúbicos

AJUSTE DE CAUDALES MENSUALES SIMULADOS

CAUDALES AFORADOS RIO TOLOMOSA

Q aforad m3/s	25,02	31,81	33,27	11,65	4,50	2,70	1,93	1,50	1,14	1,36	3,28	10,64	10,734
COEF. DE DISTRIBUCION E CAUDALES MENSUALES	2,331	2,964	3,100	1,085	0,419	0,251	0,180	0,140	0,107	0,127	0,306	0,991	1,000

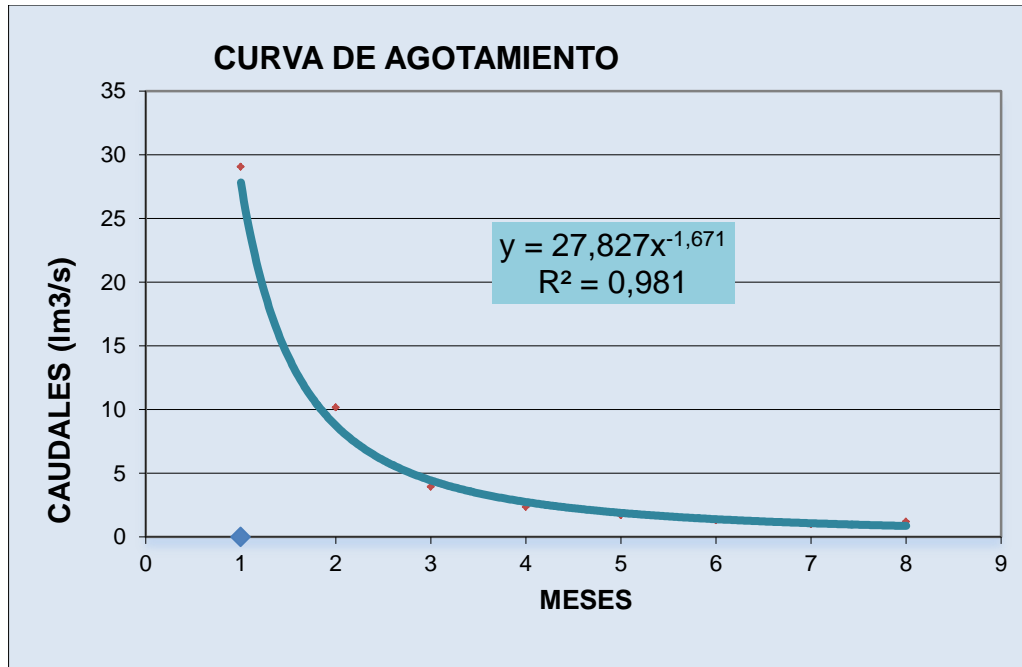
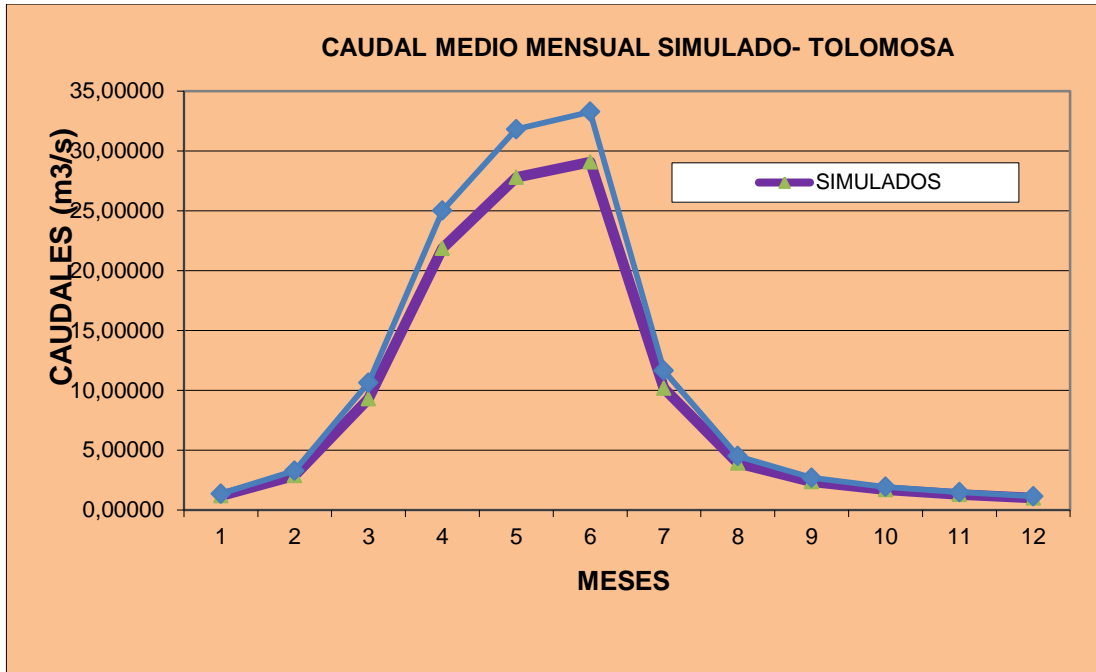
AJUSTE DE CAUDALES SIMULADOS

CAUDALES MEDIOS MENSUALES - PRESA

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Q.ANUAL X COEF. m3/s	21,865	27,800	29,073	10,176	3,934	2,36	1,69	1,31	1,00	1,19	2,87	9,29	9,380
Q.ANUAL X COEF. l/s	21.864,57	27.800,05	29.072,89	10.176,42	3.933,67	2.358,73	1.690,56	1.310,45	999,54	1.188,17	2.866,65	9.294,34	9.379,67
VOLÚMEN (m3)	58.562.060	74.459.657	77.868.830	27.256.513	10.535.939	6.317.629	4.527.993	3.509.898	2.677.172	3.182.394	7.678.047	24.893.953	301.470.085

CAUDALES MEDIOS SIMULADOS			
MESES	m3/s	l/s	
1	OCT	1,18817	1188,17
2	NOV	2,86665	2866,65
3	DIC	9,29434	9294,34
4	ENE	21,86457	21864,57
5	FEB	27,80005	27800,05
6	MAR	29,07289	29072,89
7	ABR	10,17642	10176,42
8	MAY	3,93367	3933,67
9	JUN	2,35873	2358,73
10	JUL	1,69056	1690,56
11	AGO	1,31045	1310,45
12	SEP	0,99954	999,54

VOLUMEN MENSUAL	
MESES	m3/mes
ABRIL	27.256.513
MAYO	10.535.939
JUNIO	6.317.629
JULIO	4.527.993
AGOSTO	3.509.898
SEPTIEMB	2.677.172
OCTUBRE	3.182.394
NOVIEMBRE	7.678.047
DICIEMBRE	24.893.953
ENERO	58.562.060
FEBRERO	74.459.657
MARZO	77.868.830
TOTAL	301.470.085



VI.2.10. Determinación de la Evapotranspiración de referencia

Tabla nº 6

EVAPOTRANSPIRACIÓN DE REFRENCIA CUENCA TOLOMOSA

MÉTODO: BLANEY CRIDDLE MODIFICADO POR LA FAO

LUGAR: Erquiz- Tarija - Bolivia

UBICACIÓN: lat SUR 21ª

Índice	Simb.	Unidad	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
Temp. Media	T	°C	19,94	19,45	18,98	17,43	15,16	13,52	13,31	15,03	16,43	18,84	19,24	19,84	17,3
Humed. Relativa	hrmin	%	68	67	70	66	57	50	50	52	53	57	61	65	59,6
Velocidad del viento	Ud	km/hr	6,25	6,44	6,17	6,14	6,82	6,53	7,23	6,92	7,12	7,46	6,93	6,32	6,7
Máxima insolación	N	Hr	13,20	12,8	12,3	11,7	11,2	10,9	11,0	11,5	12,0	12,6	13,1	13,3	12,1
Insolación real	n	Hr	5,17	6,0	6,0	6,6	6,7	7,8	8,1	8,5	8,0	6,7	5,9	4,7	6,7
Insolación Relativa	n/N		0,39	0,47	0,49	0,57	0,59	0,72	0,74	0,74	0,67	0,53	0,45	0,35	0,6
% horas luz	p		0,30	0,29	0,28	0,26	0,25	0,25	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30	0,3
Velocidad del viento	Ud	m/s	1,736	1,788	1,715	1,705	1,893	1,814	2,007	1,922	1,979	2,074	1,925	1,755	1,9
$E_{to} = a + bf$ $a = 0,043 \text{ Hrmin} - n/N - 1,41$ $b = a_0 + a_1 \text{ Hrmin} + a_2 n/N + a_3 \text{ Ud} + a_4 \text{ Hrmin} n/N + a_5 \text{ Hrmin Ud}$ $f = p(0,46 t + 8,13)$															
Coeficiente	a		-1,77	-1,85	-1,87	-1,95	-1,98	-2,11	-2,13	-2,13	-2,05	-1,92	-1,83	-1,73	-1,9
Coeficiente	b		1,35	1,43	1,45	1,53	1,57	1,70	1,74	1,73	1,66	1,52	1,42	1,31	1,5
Factor de uso cons.	f	mm/día	5,19	4,95	4,72	4,20	3,78	3,59	3,56	3,91	4,24	4,70	4,92	5,18	4,4
ETo =		mm/día	5,22	5,25	4,97	4,48	3,96	4,00	4,06	4,65	4,97	5,23	5,16	5,03	4,7
ETo =		mm/mes	156,59	157,43	149,07	134,48	118,92	120,04	121,87	139,38	149,06	156,87	154,94	150,82	142,5

VI.3. ANÁLISIS DE DATOS

Los datos de caudales aforados fueron medidos en la estación San Jacinto, corresponden a los periodos 1978 al 1984. Los datos con que se cuentan son caudales medios diarios (se detallan en anexos) , a partir de éstos se determinó los caudales medios mensuales:

Estación: SAN JACINTO
CAUDALES MEDIOS MENSUALES AFORADOS EN EL RIO TOLOMOSA

(m³/seg)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
78-79	2,370	4,374	21,748	23,415	37,447	27,826	13,629	5,795	3,465	2,626	2,126	1,339	12,180
79-80	1,408	2,675	13,915	38,141	25,748	41,383	10,002	4,209	2,543	1,746	1,266	0,847	11,990
80-81	1,216	1,508	2,549	14,154	26,949	15,306	8,636	4,333	2,657	1,910	1,398	1,096	6,809
81-82	1,046	5,622	11,979	29,593	27,089	39,798	13,892	5,636	3,110	2,063	1,642	1,583	11,921
82-83	1,528	3,781	10,565	11,962	8,848	4,124	2,637	1,898	1,458	1,234	0,936	0,743	4,143
83-84	0,589	1,723	3,060	32,861	64,800	71,184	21,078	5,139	2,962	2,028	1,630	1,255	17,359
	1,360	3,281	10,636	25,021	31,814	33,270	11,646	4,502	2,699	1,935	1,500	1,144	10,734

En anexos se muestran las planillas de caudales diarios.

Las precipitaciones a emplear en la calibración corresponden a las estaciones de San Andrés, Pampa Redonda, y Pinos Sud dependientes del SENAMHI; en el análisis de consistencia se verificó que tienen una buena correlación de datos.

Para la calibración se emplea el promedio de estas estaciones para el mismo periodo de observación de los caudales:

Estación: SAN ANDRES
ALTURAS DE PRECIPITACIÓN

(mm)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
78-79	63,2	198,1	231,3	256,0	222,9	202,9	48,4	10,8	3,8	20,7	10,1	2,8	1271,0
79-80	36,3	146,9	310,4	329,8	266,6	285,2	30,7	6,6	1,3	0,2	14,3	0,0	1428,3
80-81	145,1	63,4	104,4	262,1	210,8	124,3	79,0	0,0	0,0	0,7	10,5	11,9	1012,2
81-82	58,3	201,0	209,0	228,0	184,0	138,6	90,7	8,7	0,0	0,0	1,1	19,8	1139,2
82-83	35,1	141,5	203,6	214,4	69,8	52,2	12,4	9,7	2,9	4,8	4,0	6,8	757,2
83-84	82,6	84,0	136,5	295,9	341,3	179,3	49,2	0,0	0,0	0,0	25,0	0,0	1193,8
MEDIA	70,1	139,2	199,2	264,4	215,9	163,8	51,7	6,0	1,3	4,4	10,8	6,9	1133,6

Estación: PAMPA REDONDA
ALTURAS DE PRECIPITACIÓN

(mm)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
78-79	165,5	108,5	263,5	93,5	215,5	350,0	27,5	20,5	15,5	22,5	13,0	3,0	1298,5
79-80	44,0	17,5	206,5	258,0	224,5	213,0	21,0	7,0	1,5	2,0	8,0	1,0	1004,0
80-81	111,5	7,0	180,2	238,0	131,5	49,0	170,0	2,0	0,0	4,0	0,0	0,0	893,2
81-82	7,5	173,5	133,0	150,5	99,0	206,5	145,5	11,5	0,0	0,0	0,5	20,5	948,0
82-83	57,5	89,0	209,5	115,0	101,0	21,5	12,5	9,5	0,0	6,0	4,5	11,5	637,5
83-84	31,5	70,0	58,0	294,0	256,5	257,0	44,5	8,0	0,0	0,0	84,0	65,0	1168,5
MEDIA	69,6	77,6	175,1	191,5	171,3	182,8	70,2	9,8	2,8	5,8	18,3	16,8	991,6

Estación: PINOS SUD
ALTURAS DE PRECIPITACIÓN

(mm)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
78-79	108,1	155,8	288,4	292,0	344,8	343,4	48,3	1,0	7,7	26,4	40,7	12,4	1669,0
79-80	41,8	100,7	290,7	322,2	269,5	421,8	46,2	9,0	3,0	0,0	17,4	0,0	1522,3
80-81	60,7	124,0	180,9	473,7	348,2	129,3	108,3	0,0	0,0	0,0	4,3	1,5	1430,9
81-82	21,2	340,4	231,4	240,0	294,8	252,6	105,1	11,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1496,8
82-83	20,5	70,9	141,6	166,2	146,0	50,5	36,0	14,1	0,0	9,6	0,0	28,5	683,9
83-84	105,0	124,5	198,3	249,2	193,4	284,8	45,7	15,3	0,0	0,0	25,6	4,0	1245,8
MEDIA	59,6	152,7	221,9	290,6	266,1	247,1	64,9	8,5	1,8	6,0	14,7	7,7	1341,5

PROMEDIO DE LAS TRES ESTACIONES
ALTURAS DE PRECIPITACIÓN

(mm)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
78-79	114,4	153,3	247,4	174,8	219,2	276,5	38,0	15,7	9,7	21,6	11,6	2,9	1284,8
79-80	40,2	82,2	258,5	293,9	245,6	249,1	25,9	6,8	1,4	1,1	11,2	0,5	1216,2
80-81	128,3	35,2	142,3	250,1	171,2	86,7	124,5	1,0	0,0	2,4	5,3	6,0	952,7
81-82	32,9	187,3	171,0	189,3	141,5	172,6	118,1	10,1	0,0	0,0	0,8	20,2	1043,6
82-83	46,3	115,3	206,6	164,7	85,4	36,9	12,5	9,6	1,5	5,4	4,3	9,2	697,4
83-84	57,1	77,0	97,3	295,0	298,9	218,2	46,9	4,0	0,0	0,0	54,5	32,5	1181,2
MEDIA	69,8	108,4	187,2	227,9	193,6	173,3	61,0	7,9	2,1	5,1	14,6	11,9	1062,6

VI.4. CALIBRACIÓN DEL MODELO

Para la calibración del modelo ABCD se elabora una planilla en Excel donde los valores dependientes varían automáticamente con el cambio de valores de los parámetros del modelo.

La metodología es de calibración manual: prueba – error.

Se hacen variar los parámetros del modelo buscando que los caudales simulados sean iguales o parecidos a los caudales aforados.

Para la calibración del modelo se utilizaron datos consecutivos de observaciones de caudal medios mensuales para el periodo 1978 hasta 1984.

TERMINO	SIMB.	UNID	DESCRIPCIÓN FORMULA
Precipitación	Pt	mm	Dato de entrada
Evapotranspiración Potencial	PEVt	mm	Dato de entrada
Escorrentía superficial :	SRt	mm	$SR_t = aP_t$
Infiltración	It	mm	$I_t = (1 - a)P_t$
Una parte de la infiltración es evapotranspirada y la otra parte es percolada; este proceso puede expresarse como:			
Evapotranspiración	Et	mm	$E_t = bI_t$
Percolación profunda	DPt	mm	$DP_t = (1 - b)I_t$
Como se sabe, el almacenamiento subterráneo es la fuente del flujo base y del flujo subterráneo, y este almacenamiento nunca está vacío; por este motivo, el almacenamiento subterráneo debe ser considerado como un parámetro de condición inicial. De esta manera, tenemos que:			
Flujo base	BFt	mm	$BF_t = cGS_{t-1}$
Flujo subterráneo	GFt	mm	$GF_t = dGS_{t-1}$
Asimismo, el almacenamiento subterráneo puede calcularse en cada intervalo de tiempo como:			

Almacenamiento subterráneo	GSt	mm	$GS_t = (GS_{t-1} - BF_t - GF_t) + DP_t$
Finalmente, el caudal es estimado como la suma de le escorrentía superficial y el flujo base:			
Caudal (Simulado)	Qt	mm	$Q_t = SR_t + BF_t$
Caudal Aforado	QR	mm	Dato para comparación y calibración

PROCESO DE CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS

PERIODO 1978 - 1980

Tiempo		Pt	Srt	lt	Et	Dpt	BFt	GFt	GSt	Qt	QR
AÑOS	MES	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
									0,80		
78-79	OCT	112,27	70,73	41,54	39,46	2,08	0,32	0,04	2,52	71,05	13,66
	NOV	154,13	97,10	57,03	54,18	2,85	1,01	0,11	4,25	98,11	25,20
	DIC	261,07	164,47	96,59	91,76	4,83	1,70	0,19	7,19	166,17	125,31
	ENE	213,83	134,72	79,12	75,16	3,96	2,88	0,32	7,95	137,59	134,91
	FEB	261,07	164,47	96,59	91,76	4,83	3,18	0,36	9,24	167,65	215,76
	MAR	298,77	188,22	110,54	105,02	5,53	3,70	0,42	10,66	191,92	160,33
	ABR	41,40	26,08	15,32	14,55	0,77	4,26	0,48	6,68	30,34	78,53
	MAY	10,77	6,78	3,98	3,78	0,20	2,67	0,30	3,91	9,45	33,39
	JUN	9,00	5,67	3,33	3,16	0,17	1,56	0,18	2,33	7,23	19,96
	JUL	23,20	14,62	8,58	8,15	0,43	0,93	0,11	1,72	15,55	15,13
AGO	21,27	13,40	7,87	7,48	0,39	0,69	0,08	1,35	14,09	12,25	
SEP	6,07	3,82	2,24	2,13	0,11	0,54	0,06	0,86	4,36	7,71	
79-80	OCT	40,70	25,64	15,06	14,31	0,75	0,34	0,04	1,23	25,99	8,11
	NOV	88,37	55,67	32,70	31,06	1,63	0,49	0,06	2,32	56,16	15,41
	DIC	269,20	169,60	99,60	94,62	4,98	0,93	0,10	6,27	170,52	80,18
	ENE	303,33	191,10	112,23	106,62	5,61	2,51	0,28	9,09	193,61	219,76
	FEB	253,53	159,73	93,81	89,12	4,69	3,64	0,41	9,74	163,36	148,36
	MAR	306,67	193,20	113,47	107,79	5,67	3,89	0,44	11,08	197,09	238,44
	ABR	32,63	20,56	12,07	11,47	0,60	4,43	0,50	6,75	24,99	57,63
	MAY	7,53	4,75	2,79	2,65	0,14	2,70	0,30	3,89	7,45	24,25
	JUN	1,93	1,22	0,72	0,68	0,04	1,55	0,17	2,19	2,77	14,65
	JUL	0,73	0,46	0,27	0,26	0,01	0,88	0,10	1,23	1,34	10,06
	AGO	13,23	8,34	4,90	4,65	0,24	0,49	0,06	0,93	8,83	7,30
	SEP	0,33	0,21	0,12	0,12	0,01	0,37	0,04	0,52	0,58	4,88

PROCESO DE CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS

PERIODO 1980 - 1982

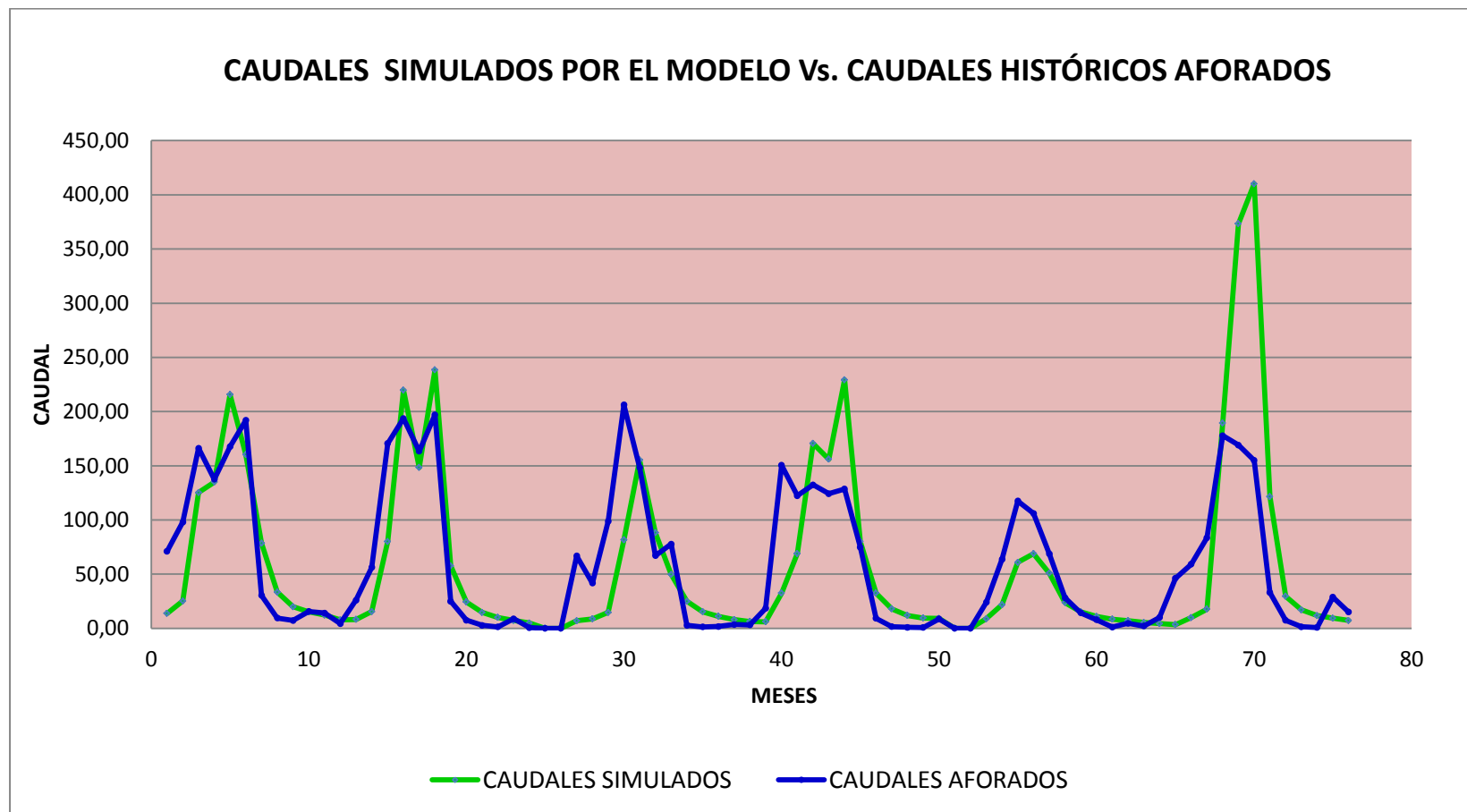
Tiempo		Pt	Srt	lt	Et	Dpt	BFt	GFt	GSt	Qt	QR
AÑOS	MES	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
80-81	OCT	105,77	66,63	39,13	37,18	1,96	0,21	0,02	2,25	66,84	7,00
	NOV	64,80	40,82	23,98	22,78	1,20	0,90	0,10	2,45	41,72	8,69
	DIC	155,17	97,76	57,41	54,54	2,87	0,98	0,11	4,23	98,73	14,69
	ENE	324,60	204,50	120,10	114,10	6,01	1,69	0,19	8,35	206,19	81,55
	FEB	230,17	145,01	85,16	80,90	4,26	3,34	0,38	8,89	148,35	155,28
	MAR	100,87	63,55	37,32	35,45	1,87	3,56	0,40	6,80	67,10	88,19
	ABR	119,10	75,03	44,07	41,86	2,20	2,72	0,31	5,98	77,75	49,76
	MAY	0,67	0,42	0,25	0,23	0,01	2,39	0,27	3,33	2,81	24,97
	JUN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33	0,15	1,85	1,33	15,31
	JUL	1,57	0,99	0,58	0,55	0,03	0,74	0,08	1,05	1,73	11,01
81-82	AGO	4,93	3,11	1,83	1,73	0,09	0,42	0,05	0,68	3,53	8,05
	SEP	4,47	2,81	1,65	1,57	0,08	0,27	0,03	0,46	3,08	6,32
	OCT	29,00	18,27	10,73	10,19	0,54	0,18	0,02	0,79	18,45	6,03
	NOV	238,30	150,13	88,17	83,76	4,41	0,32	0,04	4,85	150,45	32,39
	DIC	191,13	120,41	70,72	67,18	3,54	1,94	0,22	6,23	122,35	69,02
	ENE	206,17	129,89	76,28	72,47	3,81	2,49	0,28	7,27	132,38	170,51
	FEB	192,60	121,34	71,26	67,70	3,56	2,91	0,33	7,60	124,25	156,08
	MAR	199,23	125,52	73,72	70,03	3,69	3,04	0,34	7,90	128,56	229,31
	ABR	113,77	71,67	42,09	39,99	2,10	3,16	0,36	6,49	74,83	80,04
	MAY	10,50	6,62	3,89	3,69	0,19	2,60	0,29	3,80	9,21	32,47
81-82	JUN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,52	0,17	2,11	1,52	17,92
	JUL	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84	0,09	1,17	0,84	11,89
	AGO	0,53	0,34	0,20	0,19	0,01	0,47	0,05	0,66	0,80	9,46
	SEP	13,43	8,46	4,97	4,72	0,25	0,26	0,03	0,61	8,73	9,12

PROCESO DE CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS

PERIODO 1982 - 1984

Tiempo		Pt	Srt	lt	Et	Dpt	BFt	GFt	GS _t	Qt	QR
AÑOS	MES	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
82-83	OCT	37,70	23,75	13,95	13,25	0,70	0,25	0,03	1,04	24,00	8,81
	NOV	100,47	63,29	37,17	35,31	1,86	0,42	0,05	2,43	63,71	21,79
	DIC	184,90	116,49	68,41	64,99	3,42	0,97	0,11	4,77	117,46	60,88
	ENE	165,20	104,08	61,12	58,07	3,06	1,91	0,21	5,70	105,98	68,92
	FEB	105,60	66,53	39,07	37,12	1,95	2,28	0,26	5,12	68,81	50,98
	MAR	41,40	26,08	15,32	14,55	0,77	2,05	0,23	3,61	28,13	23,76
	ABR	20,30	12,79	7,51	7,14	0,38	1,44	0,16	2,38	14,23	15,20
	MAY	11,10	6,99	4,11	3,90	0,21	0,95	0,11	1,52	7,94	10,93
	JUN	0,97	0,61	0,36	0,34	0,02	0,61	0,07	0,86	1,22	8,40
	JUL	6,80	4,28	2,52	2,39	0,13	0,35	0,04	0,61	4,63	7,11
	AGO	2,83	1,79	1,05	1,00	0,05	0,24	0,03	0,39	2,03	5,40
SEP	15,60	9,83	5,77	5,48	0,29	0,16	0,02	0,50	9,98	4,28	
83-84	OCT	73,03	46,01	27,02	25,67	1,35	0,20	0,02	1,63	46,21	3,39
	NOV	92,83	58,49	34,35	32,63	1,72	0,65	0,07	2,62	59,14	9,93
	DIC	130,93	82,49	48,45	46,02	2,42	1,05	0,12	3,88	83,54	17,63
	ENE	279,70	176,21	103,49	98,31	5,17	1,55	0,17	7,33	177,76	189,34
	FEB	263,73	166,15	97,58	92,70	4,88	2,93	0,33	8,95	169,08	373,36
	MAR	240,38	151,44	88,94	84,49	4,45	3,58	0,40	9,41	155,02	410,15
	ABR	46,47	29,27	17,19	16,33	0,86	3,76	0,42	6,08	33,04	121,45
	MAY	7,77	4,89	2,87	2,73	0,14	2,43	0,27	3,52	7,33	29,61
	JUN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,41	0,16	1,95	1,41	17,07
	JUL	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	0,09	1,08	0,78	11,68
	AGO	44,87	28,27	16,60	15,77	0,83	0,43	0,05	1,43	28,70	9,39
SEP	23,00	14,49	8,51	8,08	0,43	0,57	0,06	1,22	15,06	7,23	

HIDROGRAMA DE CAUDALES SIMULADOS FRENTE A OBSERVADOS (AFORADOS)



Visualmente se denota que en los primeros 5 periodos hidrológicos existe una muy buena correlación de entre los caudales simulados y aforados.

VI.5. VALIDACIÓN DEL MODELO

Se calcula a continuación los siguientes índices de error que nos indicarán cuán parecidos son los caudales simulados mediante el modelo ABCD frente a los caudales históricos aforados.

- **Error relativo medio:**

$$ERM = \frac{(Qm.sim - Qm.obs)}{Qm.obs}$$

Qm.sim= Promedio de caudales simulados.

Qm.obs= Promedio de caudales observados (aforados)

$$ERM = 0.0067$$

- **Error medio cuadrático (Pielke, 1984):**

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\phi_i - \phi_{iobs})^2}{N}}$$

Donde:

ϕ_i es el valor pronosticado para la celda i

ϕ_{iobs} es el valor observado para la celda i

N es el número de valores analizados.

$$RMSE = 55$$

El error medio cuadrático nos da la medida de las diferencias en promedio entre los valores pronosticados y los observados.

- **Error absoluto medio (Stauffer y Seaman,1990):**

$$MAE = \sum_{i=1}^N \frac{|\phi_i - \phi_{iobs}|}{N}$$

$$MAE = 34$$

- **Error absoluto medio normalizado (Stauffer y Seaman, 1990):**

$$NMAE = \sum_{i=1}^N \frac{|\phi_i - \phi_{iobs}| / \phi_{iobs}}{N}$$

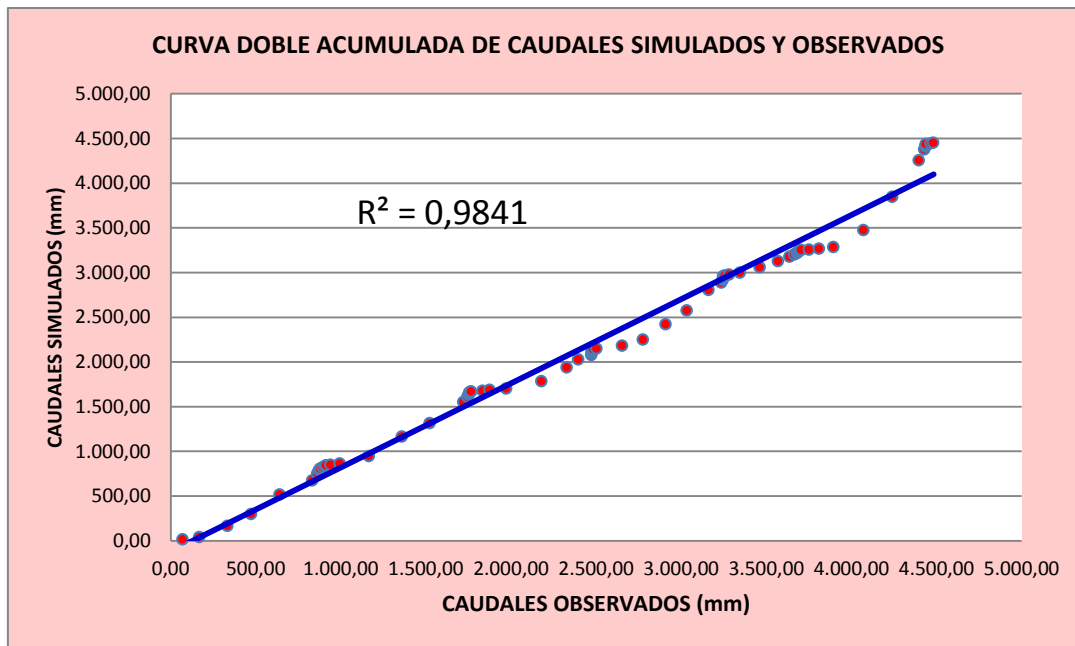
$$NMAE = 1.31$$

- **Sesgo BIAS:**

$$BIAS = \sum_{i=1}^N \frac{(\phi_i - \phi_{iobs})}{N}$$

$$BIAS = 0.42$$

- **Curva doble acumulada:**



VI.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN

Los parámetros del modelo THOMAS que simulan caudales con mayor similitud a los observados que resultaron del proceso de calibración son los siguientes:

a = 0,630
b = 0,950
c = 0,400
d = 0,045

La capacidad del modelo para predecir el comportamiento del caudal durante el periodo de validación (1979 – 1984) se muestra en la comparación de hidrogramas. Analizando los hidrogramas superpuestos de las aportaciones simuladas y observadas se puede ver que la diferencia entre éstos es mínima en los primeros 5 periodos, mientras que en el sexto periodo la diferencia es más notoria.

Si se analiza de manera general el ajuste es bueno; si se analiza a detalle por periodo se evidencia que las mayores variaciones se presentan en los caudales pico.

Los índices de error calculados del contraste entre aportaciones simuladas y observados son:

- **Error relativo medio** = **0.0067**
- **Error medio cuadrático** = **55**
- **Error absoluto medio** = **34**
- **Error absoluto medio normalizado** = **1.31**
- **Error Sesgo BIAS** = **0.42**

Algunos de los índices indican que existen diferencias mínimas entre los valores totales medios del periodo de estudio por lo que el modelo tiene un ajuste aceptable.

Los valores de errores obtenido tomando en cuenta la diferencia entre punto a punto nos indica que el ajuste es bueno, pero no es el optimo; hay diferencias notorias en los picos de los Hidrograma; lo que sugiere que el modelo se debe usar con precaución.

También se realizó el contraste entre valores acumulados dando un coeficiente de correlación de 0.984; lo que indica que el modelo arroja valores no exactos pero aceptables.

En los primeros cinco años los valores observados y simulados se acercan bastante, solo en el sexto año de calibración se observa una ligera variación para el período lluvioso donde el caudal observado es superior al simulado; durante la calibración se trato de que este último periodo se ajuste mejor manera pero se observó que la variación es de todo el periodo por lo que cuando se quiere subir los caudales simulados cambiando el valor de los parámetros automáticamente suben todos los picos por lo que en unos se logra igualar a los observados y en otros se incrementa la diferencia; los valores óptimos se encontraron cuando los caudales simulados están por debajo y por encima de los valores observado con la menor distancia posible.

De manera general los parámetros del modelo Thomas calibrados dan resultados parecidos a los caudales observados (aforados), por lo que pueden ser usados en la generación de caudales medios en la zona de estudio.

Limitaciones asociadas a la implementación del Modelo

El modelo THOMAS tiene menos precisión en la simulación de los caudales picos; pero a favor tiene que predice con mucha más precisión los valores medios y mínimos en los hidrogramas analizados.

El modelo no pretende realizar una estructura conceptual de toda la cuenca ya que no se dispone de la información necesaria para realizar dicho acercamiento. Sin embargo, permite en zonas con escasa información meteorológica predecir el comportamiento de los caudales.

Los parámetros del modelo no tienen una forma de relacionar sus valores con la variabilidad en las condiciones de la cuenca por separado sino que engloban varias de estas propiedades sin distinguirlas a cada una: altitud, temperaturas, relieve, coberturas, etc.

La escala de aplicación del modelo es para caudales medios mensuales y anuales, no puede predecir a escala diaria ni por evento.

La escala de la información, el completo desconocimiento del funcionamiento del sistema hidrológico hacen que los resultados de este modelo sean una aproximación a la predicción del comportamiento de los caudales en la cuenca objeto de estudio; dejando la puerta abierta a estudios más detallados que puedan involucrar un número mayor de variables y un análisis más detallado del funcionamiento de las diferentes componentes del modelo.

VI.7. GENERACIÓN DE CAUDALES A PARTIR DE PRECIPITACIONES

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m³/s)

CUENCA DEL RÍO TOLOMOSA
 PUNTO DE CONTROL. CIERRE PRESA SAN
 JACINTO
 Provincia: CERCADO
 Departamento: TARIJA

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
1965										3,7	10,9	15,3	
1966	26,7	18,8	5,2	5,8	1,7	0,1	0,1	0,7	3,5	14,4	20,6	42,0	11,6
1967	13,0	17,3	21,8	4,7	0,3	0,4	0,1	0,1	5,5	6,5	14,0	15,4	8,2
1968	38,2	39,9	13,2	7,0	1,1	1,0	0,1	1,4	4,1	7,4	24,6	14,1	12,7
1969	22,5	28,1	11,4	4,3	0,3	0,4	0,3	1,4	0,0	6,2	15,5	22,8	9,4
1970	29,3	17,6	11,9	7,1	1,4	0,8	0,1	0,3	3,1	7,1	4,6	14,2	8,1
1971	29,6	34,2	16,1	5,2	1,1	0,2	0,3	0,7	2,7	9,8	18,2	9,9	10,7
1972	25,5	20,3	21,1	6,3	1,4	3,7	0,2	0,3	1,9	3,9	10,4	15,6	9,2
1973	34,3	19,0	18,3	8,1	5,5	0,3	0,3	2,1	0,3	4,8	6,4	20,6	10,0
1974	25,5	25,5	21,2	5,9	1,5	0,6	0,4	0,9	2,1	6,7	13,7	20,7	10,4
1975	25,6	25,5	21,2	5,9	1,5	0,2	0,3	0,1	3,4	2,7	11,8	20,9	9,9
1976	16,8	31,7	25,3	5,2	1,4	0,6	0,1	1,3	3,0	1,5	8,6	19,4	9,6
1977	21,3	33,0	14,5	10,0	0,8	0,2	0,2	6,1	4,1	7,4	17,6	26,3	11,8
1978	20,1	16,8	24,6	8,1	0,5	0,2	0,1	0,3	0,3	12,3	17,0	28,8	10,8
1979	23,9	29,1	33,3	5,3	1,6	1,3	2,7	2,4	0,8	4,5	9,7	29,6	12,0
1980	33,6	28,4	34,2	4,3	1,3	0,5	0,2	1,5	0,1	11,6	7,2	17,1	11,7
1981	35,8	25,7	11,6	13,5	0,5	0,2	0,3	0,6	0,5	3,2	26,1	21,2	11,6
1982	23,0	21,6	22,3	13,0	1,6	0,3	0,1	0,1	1,5	4,2	11,1	20,4	9,9
1983	18,4	11,9	4,9	2,5	1,4	0,2	0,8	0,4	1,7	8,0	10,3	14,5	6,2
1984	30,9	29,3	26,9	5,7	1,3	0,2	0,1	5,0	2,6	10,2	11,8	6,6	10,9
1985	19,6	24,0	10,9	3,2	0,2	0,1	0,1	2,1	2,1	6,1	16,0	14,9	8,3
1986	15,4	13,8	21,3	2,4	0,3	0,1	0,3	0,0	4,0	6,3	6,5	15,7	7,2
1987	9,0	6,7	3,2	1,3	1,2	0,3	0,0	0,6	0,6	2,0	9,8	11,0	3,8
1988	13,0	18,2	29,1	1,6	1,0	0,8	0,1	0,1	1,3	4,1	3,0	19,7	7,7
1989	13,1	3,8	11,1	1,7	0,2	1,2	0,6	0,0	1,9	4,4	6,3	11,3	4,6
1990	9,1	21,7	8,4	5,3	1,4	0,5	0,3	0,9	2,1	6,7	13,7	20,7	7,6
1991	25,6	25,5	21,2	5,9	1,5	0,6	0,4	1,1	1,5	9,1	15,4	29,7	11,5
1992	18,5	23,7	26,0	1,7	0,3	0,2	0,7	0,4	2,1	4,8	16,5	34,1	10,8
1993	16,0	20,5	30,9	7,1	0,9	0,8	1,1	0,9	0,3	8,7	23,0	21,5	11,0
1994	35,3	29,5	6,5	2,1	0,4	0,7	0,1	0,1	5,9	5,3	12,3	13,6	9,3
1995	25,3	21,5	26,4	1,9	2,8	0,2	0,1	0,1	1,1	8,5	13,1	14,7	9,6
1996	23,5	25,7	19,0	6,4	7,2	0,9	0,2	0,6	2,3	3,4	13,7	19,6	10,2
1997	23,0	26,6	26,5	2,6	0,9	0,2	0,1	0,3	4,1	5,2	9,4	18,7	9,8
1998	30,5	18,4	9,6	6,4	0,6	1,6	0,5	1,5	0,9	9,4	19,8	18,0	9,8
1999	17,2	23,8	38,4	6,7	3,8	0,7	0,2	0,5	4,0	12,9	13,7	10,8	11,1
2000	60,4	40,8	30,0	3,5	1,3	0,3	0,2	0,3	0,8	5,7	9,1	33,8	15,5
2001	21,4	33,3	21,1	6,6	0,8	1,7	0,3	0,4	1,4	4,9	12,1	21,1	10,4
2002	26,5	46,0	17,2	7,7	0,7	0,2	0,6	0,1	0,9	18,9	23,0	27,1	14,1
2003	27,1	19,3	35,1	3,9	0,8	0,9	0,1	0,1	0,9	5,9	12,7	19,0	10,5
2004	30,5	23,3	21,5	15,2	4,1	0,9	0,3	0,8	6,1	4,1	11,9	33,6	12,7
2005	25,1	41,0	22,1	4,3	0,6	0,2	1,1	0,4	1,1	2,9	16,3	25,0	11,7
2006	35,3	29,2	28,3	14,3	3,5	0,3	0,3	0,2	0,1	9,6	6,4	13,2	11,7
2007	32,1	29,4	34,1	6,4	2,2	0,3	0,2	0,3	1,7				11,8
MEDIA	24,9	24,8	20,4	5,9	1,5	0,6	0,4	0,9	2,1	6,8	13,2	20,1	10,1

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VII.1. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados obtenidos se concluye que el modelo tiene la capacidad de simular caudales medios mensuales con bastante semejanza a los valores observados (aforados), no se puede negar que existe diferencias pero están dentro de un rango aceptable, por lo que se puede decir que el modelo es aplicable en nuestro medio, los parámetros obtenidos se puede utilizar para la generación de series de caudales medios mensuales a partir de sus precipitaciones medias mensuales correspondientes.

También es aplicable en zonas hidrológicas similares siempre que previamente se calibre los parámetros del modelo haciendo un contraste entre valores simulados y observados.

Del análisis visual se ve que existe un buen ajuste lo que permite aseverar que el modelo THOMAS arroja resultados coherentes.

Como puede observarse, el modelo muestra un importante ajuste al flujo base pero una importante deficiencia en la representación de flujos pico. Dependiendo del uso que se le dará al modelo, los parámetros de condiciones iniciales pueden ser ajustados de manera tal que se pueda obtener un mejor ajuste del flujo base (a desmedro de los caudales pico) o de los caudales pico (con mal ajuste del flujo base).

La simplicidad de este modelo permite que sea modificado y adecuado a necesidades de datos de ingreso, de manera tal que puede capturar efectos de otros fenómenos intervinientes como son los efectos del cambio climático, o sea que los parámetros pueden ser revisados y ajustados cuando se ve que las precipitaciones, temperaturas y otras variables medibles denoten modificaciones en sus valores normales.

Los valores de caudales simulados varían ligeramente para el periodo de validación respecto al periodo de calibración. Los valores simulados se

encuentran mucho más cerca de los valores medios respecto a los valores observados.

El modelo validado puede predecir con precisión el comportamiento para caudal medio y mínimo lo cual corresponde a un 94.5% de los datos.

Una vez calibrado los parámetros del modelo se puede realizar simulación de caudales en zonas aledañas sólo con precipitaciones como único.

También con los parámetros ya calibrados se puede completar la serie histórica de caudales medios mensuales.

El funcionamiento del modelo es satisfactorio mas no óptimo durante el periodo de calibración y validación.

Los caudales medios y mínimos son modelados con mayor precisión que los caudales pico. Esta respuesta del modelo se puede deber a que la mayoría de la información corresponde a fenómenos de caudales medios y bajos, mientras los episodios de picos de caudal son relativamente escasos, además de las limitantes asociadas a la falta de información precisa asociada a estos eventos que permitan una mayor precisión al respecto.

Este estudio confirma el potencial de modelos hidrológicos calibrados en la predicción del comportamiento del caudal en cuencas con información limitada, demostrando también las ventajas de este tipo de modelos para predecir el comportamiento del caudal asociado a precipitación que los provoca.

Los datos de caudales aforados (observados) son muy importantes para la validación del modelo, por lo cual éstos deberían ser de larga extensión, continuos y confiables; las dos primeras condiciones no se cumplen en la mayoría de los casos, esto aumenta la incertidumbre en la calibración de los parámetros, ya que al tomar un periodo muy corto de registro de caudales se puede estar omitiendo algún año muy lluvioso o muy seco. Incluso la tercera condición de confiabilidad de datos de caudales se pone en duda ya que por estudios que se han hecho sobre la determinación de curva de descarga para determinados puntos de aforo se conoce que para lecturas muy altas en el limnómetro estas curvas de

descarga arrojan valores muy altos. Además está latente el cambio de sección que puede sufrir el punto de aforo sobre todo en crecida lo cual altera la lectura y por ende los caudales registrados.

El hecho de haber calibrado para 6 años consecutivos (1978 – 1984) y haber obtenido simulación de caudales parecidos a los observados valida aún más el trabajo realizado.

Como conclusión general el modelo THOMAS es utilizable en nuestro medio tomando en cuenta las consideraciones resaltadas en el presente trabajo.

VII.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda el uso de este modelo ya que en los gráficos y análisis de errores se verifica que los resultados son parecidos a los observados (aforados).
- La cuenca o área de estudio, debe contar con un número mínimo aceptable de estaciones meteorológicas, a fin de que la precipitación (dato de entrada) sea lo más representativa de toda la cuenca de aporte.
- El modificar la estructura del modelo puede ser una posibilidad que permita mejorar el desempeño del modelo, dado el desconocimiento del funcionamiento de la cuenca es difícil adaptar el modelo a las condiciones de funcionamiento de la cuenca, lo cual sería el caso ideal.
- Antes de simular los caudales con este modelo se debe realizar el análisis de consistencia de los datos de precipitación, sólo si la información de entrada es buena los datos de salida (caudales) serán confiables.
- Se debe promover la calibración del modelo en varias zonas del país a fin de tener información de comparación de cómo varían los parámetros con las diferencias de suelos, vegetación, altura sobre el nivel del mar, etc.
- Los resultados son satisfactorios si se tiene en cuenta que pueden haber imprecisiones en las mediciones de campo o el modelo no es en realidad el más apropiado para la cuenca. No obstante, se invita aquí a hacer más estudio sobre los parámetros que se deban emplear en el modelo.
- Se recomienda a las instituciones gubernamentales y otras como la universidad a promover la instalación de estaciones meteorológicas con la

finalidad de que los diseños de presas. Riego, agua potable y otros cuenten con información de calidad.