

# TEMA V: HIDROMETRIA

## V.1. Fuentes del escurrimiento

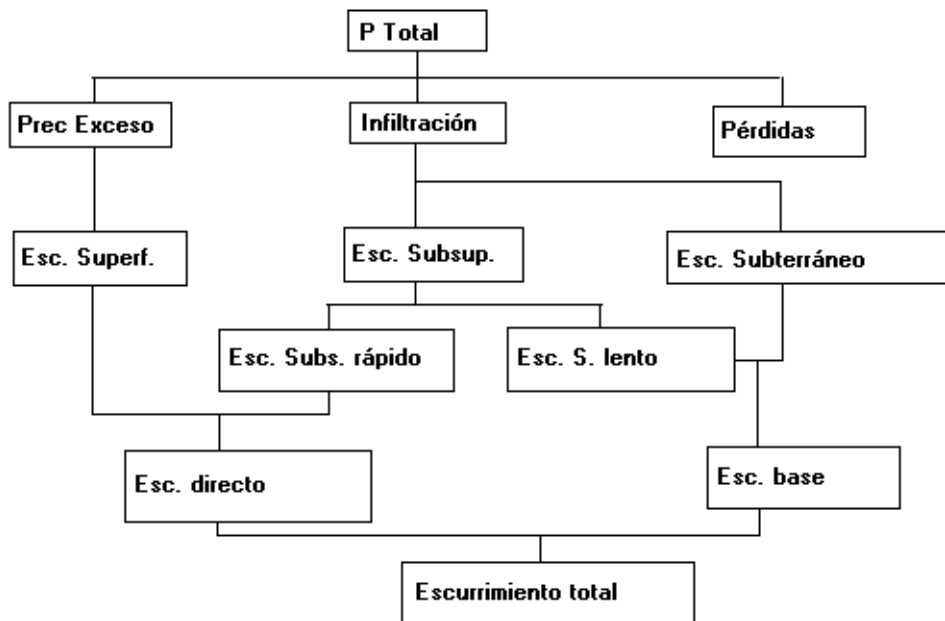
Los escurrimientos en una cuenca se dividen en tres componentes: **Superficial**, **subsuperficial** y **subterráneo**.

El **superficial** es el que se manifiesta por encima del terreno natural, primariamente laminar hasta que luego se va concentrando en cauces, y sale finalmente de la cuenca. Se lo denomina rápido, por en tiempo es el primer escurrimiento que se manifiesta en la sección de control de la cuenca.

El **subsuperficial** es aquél que luego de infiltrada una determinada cantidad en el perfil del suelo, en la profundidad donde la humedad es aprovechable por las raíces, se manifiesta escurriendo en esa primera capa del suelo, y en algunos casos, vuelve a aparecer en superficie, sumándose al superficial. La cantidad depende de las características texturales del suelo. Se da preferentemente en zonas con subsuelos rocosos cubiertos por suelo más franco, y es en este sector donde se produce. El escurrimiento tiene una velocidad de conducción lento.

El **subterráneo** es el escurrimiento que se da en las capas saturadas del suelo, ya sea en lo que se considera acuífero freático, como en los acuíferos cautivos o profundos. Los primeros aportan a los cauces del río, en especial en épocas de estiaje, drenando las capas subterráneas. Por el proceso que tiene el agua desde la precipitación, infiltración profunda a las napas, y de éstas al cauce, el escurrimiento es muy lento.

**Fuentes del escurrimiento:** Para comprender la marcha del agua en el ciclo hidrológico de una cuenca, se recurre a la visualización del siguiente diagrama de bloque:



## V.2. Descripción del proceso de escurrimiento

La precipitación que cae sobre la cuenca, se descompone en tres componentes: a) Aquella parte que es interceptada por la vegetación, b) la que llegada al suelo se infiltra alimentando la humedad del suelo, y c) la que se almacena en las depresiones superficiales.

Cuando las depresiones, tales como esteros, lagunas, lagos, etc., comienzan a llenarse y la intensidad de precipitación es superior que la capacidad de infiltración, aparece la precipitación en exceso, que 1) fluye como escurrimiento laminar y luego como 2) escurrimiento en cauce, constituyendo el escurrimiento superficial.

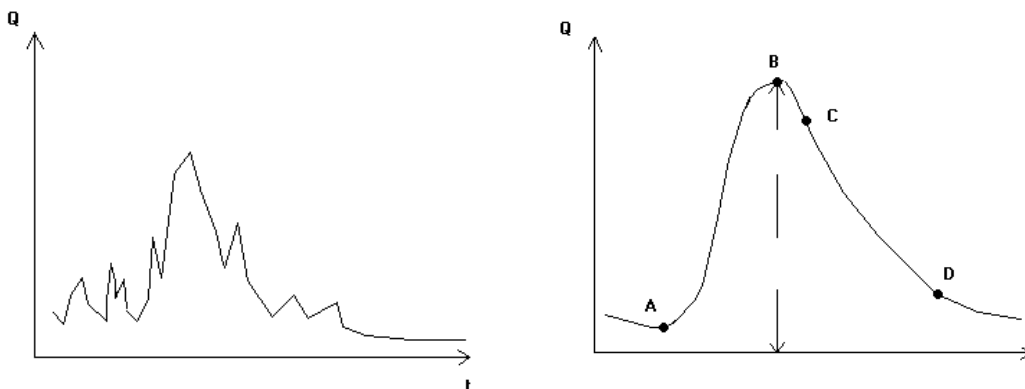
La cantidad de precipitación infiltrada tiene dos destinos: 1) Abastecer la humedad del suelo, y 2) superados ciertos niveles de humedad, recargar la napa freática. La diferencia entre el nivel de humedad capacidad de campo –CC- y la humedad existente en el suelo, es la deficiencia de humedad del suelo –DHS-. Primero se abastece la DHS y luego superada la CC, se produce la recarga a la napa. El escurrimiento subterráneo se produce por descarga de la napa en el cauce, en época de estiaje del arroyo o río.

El escurrimiento que se produce en la sección de salida o control de la cuenca, se divide en escurrimiento **directo** o superficial, y el escurrimiento **base**, compuesto por el escurrimiento subterráneo. El problema es detectar cuál es uno y otro, ya que vienen mezclados, y las fuentes de alimentación de los dos son distintos, y los tiempos de propagación también.

## V.3. Caudal. Hidrograma; medición de niveles: limnómetro y limnógrafo. Aforo; distintos métodos: sección de control, relación sección-velocidad, relación sección-pendiente. Cálculo: medición con molinete hidrométrico; otros métodos de medición.

**Caudal:** Es el volumen de agua por unidad de tiempo que pasa por una sección de un cauce. Sus unidades normales son  $m^3/s$  o  $l/s$ . Valores característicos de caudales medios de los principales ríos de la región: Paraná  $16.000 m^3/s$  en sección Corrientes (máximo de  $60.000 m^3/s$  en inundación de 1983). Paraguay  $4.000 m^3/s$  en la desembocadura. Bermejo, en El Colorado,  $380 m^3/s$  (máximo de  $2.200 m^3/s$ ). Negro en Resistencia,  $30 m^3/s$ , con caudales máximos de  $214 m^3/s$  en Abril 1986.

**Hidrograma:** Es la representación del caudal en función del tiempo, expresando las variaciones temporales de los caudales o los aportes de un río en una sección determinada.



Presenta 4 puntos característicos: A: Inicio del escurrimiento directo. B: Momento del caudal pico o máximo. C: Cese del escurrimiento laminar. D: Cese del escurrimiento directo. En base a ello se definen los tiempos: Tiempo al pico entre A y B, tiempo base del hidrograma entre A y D, tiempo de vaciado del escurrimiento directo entre C y D.

**Medición de niveles:** La determinación de los niveles que puede alcanzar el agua o las alturas de agua de un río, se deben hacer en una sección determinada, Paraná frente a Corrientes, río Negro en el puente de avenida San Martín de Barranqueras, y esa sección debe ser fija, inalterable en el tiempo, para que las mediciones de alturas de agua se puedan relacionar en el tiempo. Las alturas de agua de un río se hacen en **estaciones hidrométricas**, tales como Puerto Iguazú para el río Paraná superior, Puerto Barranqueras en el Gran Resistencia, y todas las mediciones de alturas de agua, medidas en metros y centímetros, deben referirse a un **cero (0)**, que debe ser el nivel mínimo que tiene el agua en una sección, o aquél nivel debajo del cual no existe escurrimiento en ese río.

La altura de agua se mide con **escalas hidrométricas** o **limnómetros**. Son reglas graduadas en metros, decímetros y centímetros, que deben colocarse en un lugar visible para el observador, en un solo tramo si el río lo permite, o en tramos escalonados hacia fuera del centro del cauce, de modo de medir con precisión los valores mínimos y máximos. Las **lecturas** de las escalas hidrométricas deben realizarse con una frecuencia acorde a la manifestación de las variaciones de alturas del río, con frecuencia de horas o días: En ríos localizados en ambientes de montaña deben realizarse mediciones frecuentes para poder captar el paso de las crecidas, no así en ríos de llanura donde los movimientos de elevación o descenso de las aguas son lentos y previsibles.

En algunas secciones hidrométricas no se puede acceder fácilmente para su lectura o no se puede estar todo el tiempo de manifestación de una crecida. En esos casos se instalan **limnógrafos**, que registran en un papel las oscilaciones de altura de agua. Contienen una boya que actúa como flotador en el agua, un cable que llega hasta el equipo registrador y un contrapeso para equilibrar el movimiento de la boya. El equipo registrador tiene un tambor o cilindro donde se enrolla una faja de papel, y una aguja con tinta, que va marcando dichas oscilaciones, con un mecanismo de relojería que mueve el tambor. Periódicamente, cada día, 7, 15 o 30 días, se saca la faja marcada y se coloca una nueva, dependiendo de las variaciones de altura y de la accesibilidad al lugar de medición.

**Aforo:** Es la operación de campo que tiene como fin realizar el cálculo del caudal que escurre por una sección de un río, por ejemplo en el puente de acceso a Puerto Tirol para el río Negro, el puente Libertad para el río Bermejo, el puente General Belgrano para el río Paraná.

Los métodos para hacer el aforo de un río, son: a) **Sección de control**. b) **Relación sección-velocidad**, y c) **Relación sección-pendiente**.

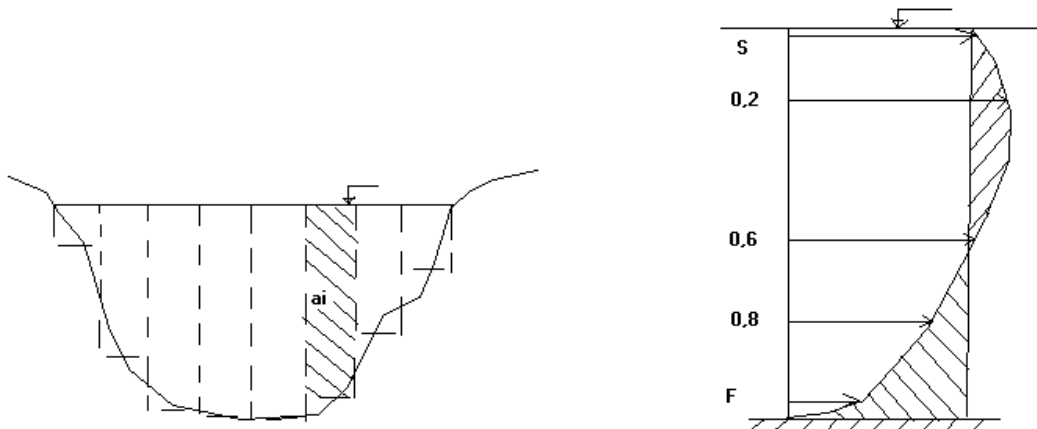
a) **Sección de control:** Tiene en cuenta las leyes que opera la hidráulica con un fluido como el agua. Es el más exacto, en especial para caudales bajos. Debe tener una sección de control donde se manifieste una energía específica, que es la mínima para escurrimiento del río, energía que se manifiesta por el tirante y la altura de velocidad. Esto produce el tirante crítico, que se puede provocar artificialmente en el cauce de un río, elevando el fondo del cauce, estrechando las márgenes de la sección, o combinando ambas modificaciones.

Las secciones artificiales construidas se llaman **vertederos**, que son de pared delgada para caudales mínimos menores a 0,5 m<sup>3</sup>/s, y de pared gruesa para caudales mayores, con secciones de

paso triangular o rectangular. Con la ecuación  $Q = C * L * H^{3/2}$ , se puede calcular el escurrimiento del río, con C coeficiente de contracción del vertedero, L ancho del vertedero y H altura de agua.

b) **Relación sección – velocidad:** Es el más usado de los métodos de aforos. El análisis parte de la ecuación  $Q = S * V$  (caudal = sección \* velocidad).

Para realizar el aforo debe tenerse una **estación de aforos**, que contiene una sección de medición donde se materializa el aforo, una escala hidrométrica para relacionar las alturas de agua en el momento del aforo, y un control de que esa estación de aforo sea una sección donde se asegure que la relación altura – caudal sea directa, y no que para una misma altura se manifiesten dos caudales, posibilitando la relación H – Q en todas las alturas de agua del río.



El cálculo de caudal se llega midiendo la sección haciendo una batimetría, y subdividiendo la sección en áreas parciales donde se mide la profundidad en tramos separados un 10 % del ancho total. Para cada profundidad se asigna la superficie de escurrimiento equidistante con las demás profundidades, y la suma de todas da el área transversal total de escurrimiento.

En los mismos sitios de medición de profundidades a través de un **molinete**, se mide la velocidad de escurrimiento del agua con el molinete paralelo al escurrimiento y perpendicular a la sección de paso, a distintas profundidades que en su modo mas completo implica medir en superficie, a 0,2 h, 0,6 h, 0,8 h y en el fondo, siendo h la profundidad de la vertical. El gráfico de la profundidad con las velocidades citadas se llama curva de velocidades de la vertical. Luego se calcula la velocidad promedio de cada vertical y los caudales parciales multiplicando la velocidad media de cada vertical por el área parcial, y sumando todas, da el caudal total de escurrimiento por la sección donde se realiza el aforo.

El molinete esta compuesto por un cuerpo principal que en su parte delantera tiene a la hélice, elemento que gira con la oposición que le genera la velocidad del agua y debe ser contada la cantidad de vueltas que registra en un plazo determinado de tiempo, con un contador digital. Previamente el fabricante ha entregado las ecuaciones que calculan la velocidad en base al número de revoluciones de la hélice.

El aforo por molinete requiere del siguiente instrumental de campaña: Molinete, cuyo elemento medidor de la velocidad es una hélice o una cazoleta, puede estar suspendido en el agua

por cable accionado por un torno, o si la profundidad es menor por una barra fija apoyada en el fondo de la sección. En el primer caso es un aforo por pasarela y el segundo por vadeo. Según sea el caso y la sección de aforo se requiere una alcantarilla o un puente, vagonetas colgadas de un cable entre torres a ambos márgenes del río, o una embarcación.

En el caso de altas velocidades de escurrimiento y profundidades importantes, el molinete es arrastrado por la corriente, y como la medición de la velocidad debe realizarse sobre una profundidad perfectamente vertical, se requiere el auxilio de contrapesos o escandallos de distintos pesos, variables entre 5 y 50 kilos. Cuando aún así la velocidad del agua arrastra el molinete se debe hacer una corrección de la medición de la profundidad teniendo en cuenta el ángulo de arrastre.

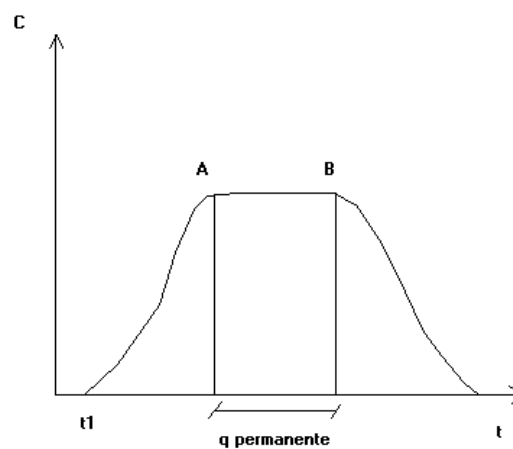
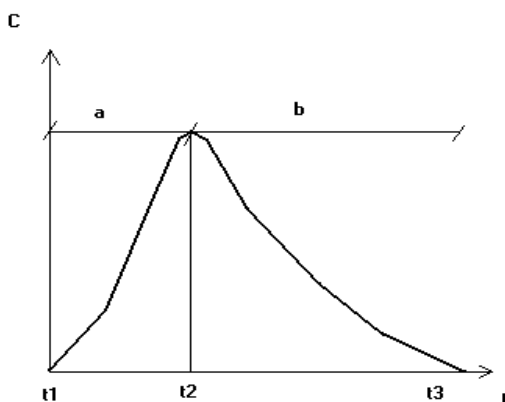
c) **Relación sección – pendiente:** Parte el análisis de la fórmula de velocidad propuesta por Manning:  $V = 1/n * R^{2/3} * S^{1/2}$ , donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R radio hidráulico y S pendiente del pelo de agua.

Requiere de un tramo del río lo más recto posible, uniforme en la conformación de la sección de escurrimiento, dos secciones específicas y la medición de la altura hidrométrica del río en el lugar. Con el promedio de las 2 secciones y los 2 radios hidráulicos, calculando la pendiente con el desnivel de agua dividido la longitud de separación entre secciones, y considerando que el delta h es la suma de la altura de agua más altura de velocidad más la altura de turbulencia, despreciando estas últimas por poca significación, se puede calcular el caudal multiplicando la sección de escurrimiento promedio por la velocidad según Manning. La precisión se obtiene con la seguridad de definición del coeficiente de rugosidad n.

**Aforo químico:** En el caso de ríos o arroyos de montaña los anteriores métodos quedan inhabilitados, a excepción de la sección de control. En esos casos se recomienda el aforo químico, que se basa en la medición de la variación de concentración de una disolución al vertirse a un río que tiene un determinado caudal que se quiere calcular. La disolución más usada es el dicromato de sodio.

El aforo clásico establece un régimen permanente de caudal q de la disolución concentrada sobre el caudal Q del río, donde la disolución pasa a ser muy diluida, y generándose la nube de concentración que corre río abajo.

Estas nubes de concentración de la disolución pueden ser elemental o con meseta:



El planteo teórico parte de la ecuación de continuidad:  $Q_1 * n + q * N_1 = Q_2 * n_2$ , donde  $Q_1$  es el caudal del río antes de agregarse la disolución,  $n$  es la concentración de la disolución antes del sitio de aforo,  $q$  caudal de la disolución,  $N_1$  concentración de la disolución que se agrega,  $Q_2$  el caudal del río después del agregado, y  $N_2$  concentración de la disolución en el caudal del río. Considerando que  $n$  es nula o muy pequeña, porque se trata de agregar un líquido de una concentración que el río no este trayendo, se puede calcular el caudal de escurrimiento a través de la ecuación:  $Q_2 = q * N_1 / N_2$ .

Los límites de los valores que encuadran el aforo químico, son los siguientes:  
Valores normales:  $q = 0,10$  l/s,  $N_1 = 250$  g/l,  $N_2 = 0,0003$  g/l

Para  $Q < 15$  m<sup>3</sup>/s, es a)  $N_1 = 125$  g/l y  $q = 0,10$  l/s, y b)  $N_1 = 250$  g/l y  $q = 0,05$  l/s.

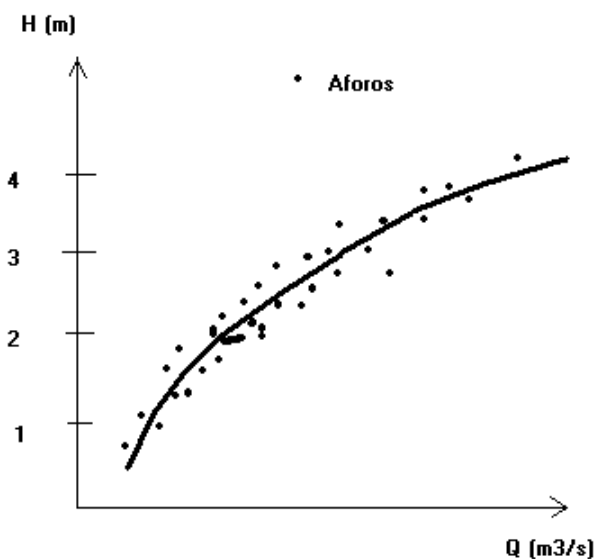
Para  $Q$  en el orden de 100 m<sup>3</sup>/s,  $q = 0,3$  l/s, con 10 minutos de vertido.

La regla práctica es 1 kg de disolución por 1 m<sup>3</sup>/s, para  $Q < a$  100 m<sup>3</sup>/s.

**Aforos por flotadores:** En casos expeditivos donde no se requiere demasiada precisión, se puede usar el método de los flotadores. Son elementos que se tiran al agua, flotan y son arrastrados por la corriente, por lo que al medir el tiempo de traslado en una determinada longitud se estima la velocidad de escurrimiento. Los flotadores mas utilizados son corchos, botellas, ramas, etc.). El cálculo de la  $V = L/T$ , y el  $Q = V * S$ , considerando que la velocidad es superficial, salvo que el flotador tenga un determinado peso y se hunda a una determinada profundidad, donde en ese caso será la velocidad de esa profundidad.

#### V.4. Ajuste de los datos de caudal; curvas de calibración H – Q, Modificaciones de la curva H – Q; cambio de régimen, cambio de sección, remanso. Extrapolación de la curva H – Q: métodos de Stevens y logarítmico.

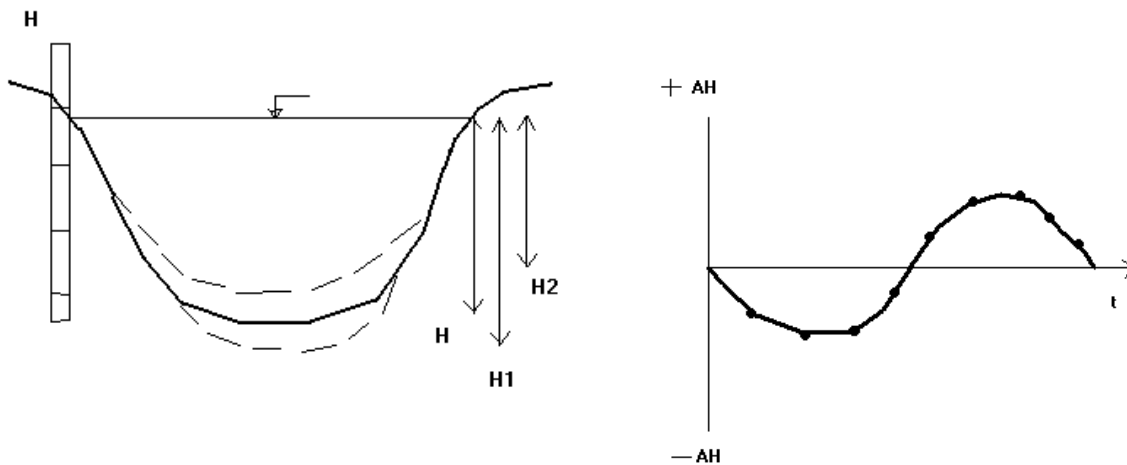
**Curvas de calibración H – Q:** Con la realización de varios aforos en una sección para distintas niveles de agua, se puede establecer una relación H – Q:



Para ello la sección debe ser constante, no tener erosiones o sedimentaciones, no estar afectada por remanso y un régimen del río establecido. La importancia de contar con la curva  $H - Q$  es que con el dato de altura se obtiene el caudal, facilitando el cálculo de un hidrograma continuo midiendo sistemáticamente las alturas.

Esta relación directa, biunívoca, entre altura y caudal, puede verse afectada por 3 situaciones, y en ese caso se debe realizar trabajos de corrección para la adecuada información de caudal. Las correcciones de la curva  $H - Q$  pueden ser: a) Por variación de la sección. b) Por cambio del régimen del río. c) Por efecto de remanso.

a) **Corrección por variación de la sección:** En el caso que la sección elegida para construir la curva  $H - Q$ , tiene cambios debido a acciones de erosión o sedimentación, al no ser fija la superficie de la sección de escurrimiento, la altura medida no reflejará el caudal de la curva, sino otro mayor o menor según la sección sea mayor por erosión o menor por sedimentación:



Para remediar este error se debe construir una curva de los  $\Delta H$  medidos en base a la erosión o sedimentación de la sección, en función del tiempo, y realizar los siguientes pasos:

- 1) Tener  $H$  medidas con  $Q$  aforados y como producto la curva  $H - Q$ , previa al cambio de sección.
- 2) De la curva  $H - Q$ , con los aforos efectuados en el momento de la variación de la sección, con el  $Q$  aforado determinar la  $H$  deducida de la curva citada.
- 3) Calcular el  $\Delta H$  con la diferencia  $H$  medida -  $H$  deducida.
- 4) Ajustar la  $H = H$  medida  $\pm \Delta H$ .
- 5) Con  $H$  ajustada, entrar a la curva  $H - Q$  y obtener el caudal para todos los días donde no se hizo aforos en el momento de cambio de la sección.

De este modo se puede calcular el hidrograma durante el tiempo donde hubo cambio de sección, uniendo los caudales aforados con los caudales obtenidos con la metodología citada.

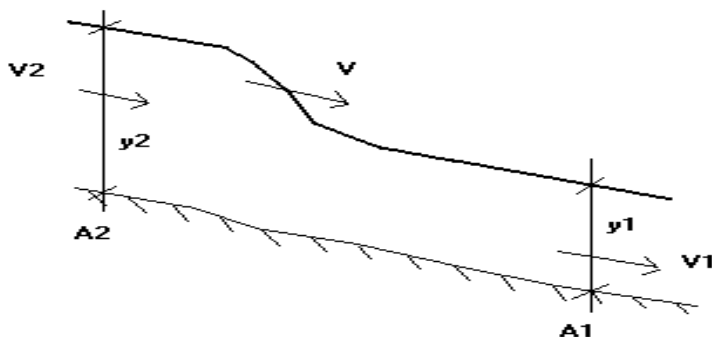
b) **Corrección por cambio de régimen:** En crecidas algunos ríos, tienen caudales mayores a los establecidos en la relación  $H - Q$ , o en bajantes pronunciadas, caudales menores a los calculados

por la relación señalada. Esto se debe a que la celeridad de la onda de crecida  $U$ , que está en función de la pendiente del curso de agua en ese momento. No es de los más usados ya que los aforos normalmente se hacen para crecidas y bajantes, y este método se debe utilizar cuando la variación de la pendiente es muy evidente.

Para resolver este problema se recurre a las siguientes ecuaciones:

- 1)  $S = S_m + 1/U * \Delta H/\Delta t$ , donde  $S$  pendiente en crecida,  $S_m$  es en régimen normal,  $U$  velocidad de la onda en m/s, y  $\Delta H/\Delta t$  es la variación en m/s.
- 2) Con Manning se deduce  $Q_r/Q_m = \sqrt{(S/S_m)}$ , donde  $Q_r$  caudal con cambio de régimen,  $Q_m$  caudal normal, y los demás factores constantes.

Combinando 1) y 2) se obtiene  $Q_r = Q_m * \sqrt{(1 - (1/U * S_m) * \Delta H/\Delta t)}$ , donde todos los términos son conocidos, a excepción de  $U$ :



La onda de entrada a la sección de aforo puede describirse como:

$$(U - V_1) * A_1 = (U - V_2) * A_2, \text{ y } U = V_1 + \sqrt{g * (A_2 * y_2 - A_1 * y_1) / (A_1 * (1 - A_1/A_2))}$$

donde con las características hidráulicas y geométricas de la sección y la variación  $\Delta H/\Delta t$ , se puede obtener el  $Q_r$  caudal con cambio de régimen.

c) **Corrección por remanso:** Al generarse un remanso por obstrucción del río, por la existencia de un tributario a un río de mayor caudal, casos: Paraguay en su descarga al Paraná, Negro en descarga al Paraná, etc., o la construcción de una presa: estación de aforos de Posadas por construcción de la presa Yacyretá, cambia la pendiente de normal a la modificada por el remanso, en consecuencia para la misma altura pueden darse varios caudales, anulando la relación  $H - Q$ .

Con Manning se plantea:  $Q \text{ real} / Q \text{ normal} = \sqrt{(S \text{ real} / S \text{ normal})}$ .

Para calcular el caudal real por efecto de remanso se debe contar con una estación auxiliar, preferentemente aguas abajo, para la determinación de la pendiente real distinta a la pendiente normal, se calcula el caudal real  $Q \text{ real} = Q \text{ normal} * \sqrt{(S \text{ real} / S \text{ normal})}$ . El  $Q \text{ normal}$  se obtiene con la  $H$  medida en la escala hidrométrica que tiene la sección de aforo y la curva  $H - Q$ .

**Ajuste y extrapolación de  $H - Q$ :** La construcción de la curva  $H - Q$  requiere la ejecución de numerosos aforos, barriendo toda la gama de alturas posibles del agua en la sección elegida. Luego de ello se debe proceder al ajuste de la curva, que es la representación continua de la relación altura caudal, de modo de poder utilizarla como ya se citara. Por otro lado también se puede usar



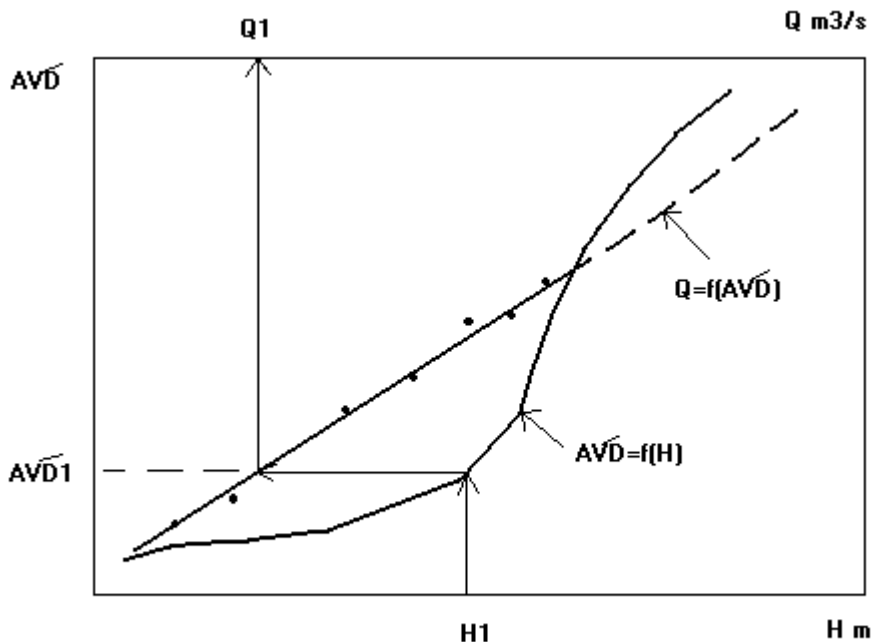
esta curva para tratar de obtener caudales para alturas no aforadas, sean menores o mínimas asociadas a períodos de estiaje o sean alturas máximas no registradas asociadas a inundaciones excepcionales, y a para ello se describen 2 métodos: Stevens y logarítmico.

a) **Curva H – Q por Stevens:** Se basa en la ecuación planteada por Chezy:

$Q = A * C * R^{1/2} * S^{1/2}$ , donde A es el área de la sección de aforo, y C coeficiente de rugosidad de Chezy. En ríos de llanura como la región noreste de Argentina, el ancho del río es mucho mayor que la altura de agua que tiene ese río, por lo que Stevens asimila el radio hidráulico al tirante medio, y considera que la pendiente también es constante. Estas son las dos suposiciones en que se basa el método. En base a esto la expresión de Chezy queda:

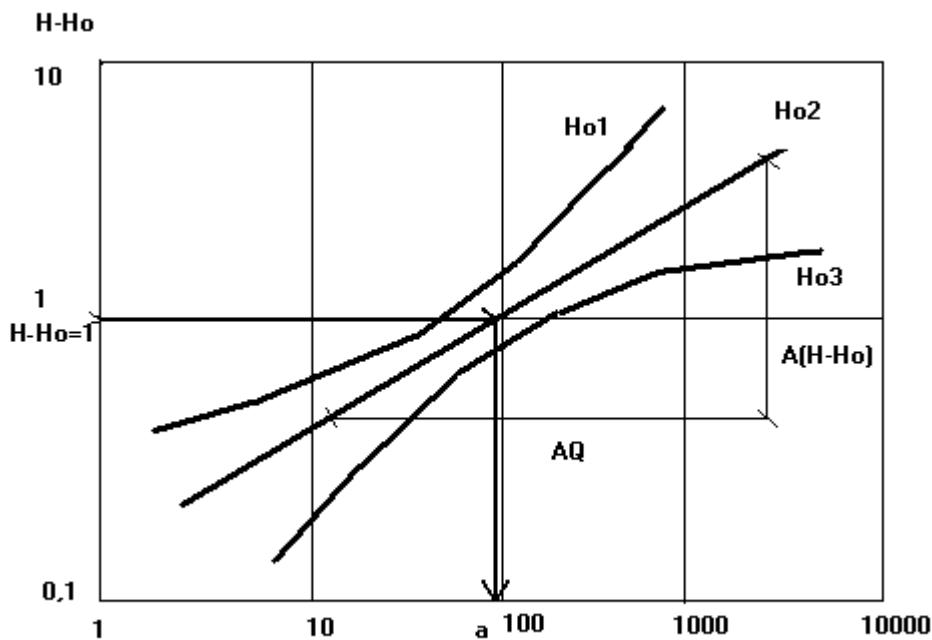
$Q = K * A * \sqrt{D}$ , donde K es constante, y el caudal depende exclusivamente de las condiciones geométricas de la sección, transformándose esto en una de las ventajas del método.

Con la representación gráfica de la expresión  $A * \sqrt{D}$  con la H y por otro eje con el Q, se obtienen dos representaciones: 1) Una curva con H -  $A * \sqrt{D}$ , que dependerá de las variaciones geométricas de la sección y se puede graficar tan amplia como se quiera, ya que depende del ancho y la altura que se quieran medir. 2) Una recta con Q -  $A * \sqrt{D}$ , ya que el enlace es la constante K, y debe construirse con la ejecución de aforos. Luego entrando con H verticalmente hasta la curva y horizontalmente interceptar la recta y desde allí nuevamente en sentido vertical, se obtiene el caudal. Finalmente se grafica la relación H – Q obtenida y los aforos calculados para verificar la bondad del método. La extrapolación se hace con H menores y mayores que las aforadas, teniendo en cuenta que no deben cambiar abruptamente ni la sección ni la rugosidad del cauce, para que la constante K no cambie e invalide los resultados de caudal.



b) **Método logarítmico:** Basa el ajuste de la curva H – Q, en la siguiente expresión:  
 $Q = K * (H - H_0)^n$ , donde K y n son constantes, y  $H_0$  es la altura de agua cuando el caudal es 0. Pasando al sistema logarítmico la ecuación es:  $\lg Q = \lg K + n * \lg (H - H_0)$ .

Para hallar los valores numéricos de las constantes y de  $H_o$ , se debe representar en un papel bilogarítmico una serie de pares de valores de  $H - H_o$  y  $Q$ , tanteando con distintos valores de  $H_o$  hasta que en la representación gráfica se visualice una recta. Primero se debe analizar cuál puede ser el valor de  $H_o$  y para ello se grafican los valores de  $H - Q$  de los aforos, y se proyecta a mano alzada una curva que represente los puntos graficados hacia el eje de ordenadas. Cuando se intercepta el eje de  $H$ , allí se ubicaría el valor de  $H_o$  que define un  $Q = 0$ . Se estiman valores superior e inferior al estimado, y esos son los que se deben graficar en un primer intento. Por otro lado se debe tener en cuenta las condiciones establecidas para instalar la escala: El valor del “0” de la escala hidrométrica tiene que reflejar aproximadamente el fondo del cauce, por lo tanto el valor de  $H_o$  debe estar cercano a él, y no tener valores iguales a por ejemplo 3, 4 o -3, -4 metros, al menos en ríos de llanura.

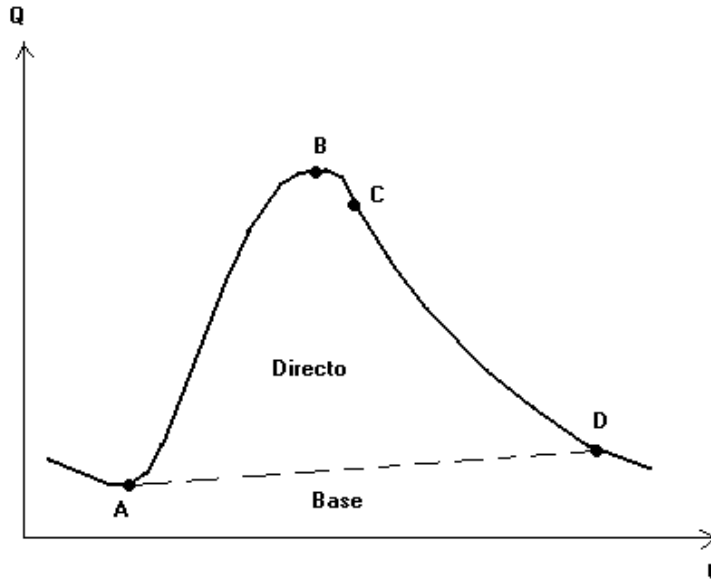


Cuando la representación de los valores de  $H - H_o$  y  $Q$  se hace recta, se ha obtenido el valor de  $H_o$ . También se encuentran las constantes  $n$  y  $K$ .  $n$  como el cociente de  $\Delta Q / \Delta(H - H_o)$ , y  $K$  entrando al gráfico con el valor de  $H - H_o = 1$  hasta interceptar la recta y bajando, en la escala de  $Q$  se obtiene el valor numérico de  $a$ . Esto es así por que en la expresión logarítmica al ser  $H - H_o = 1$ , el  $\lg 1 = 0$ , y por lo tanto queda  $\lg Q = \lg K$ .

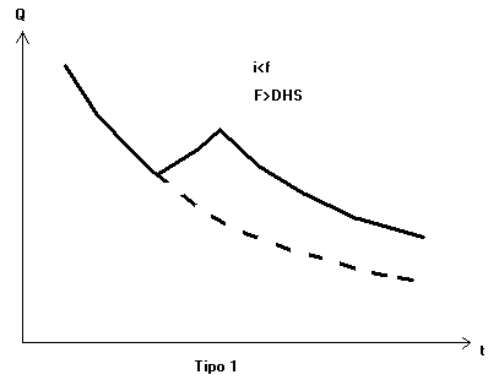
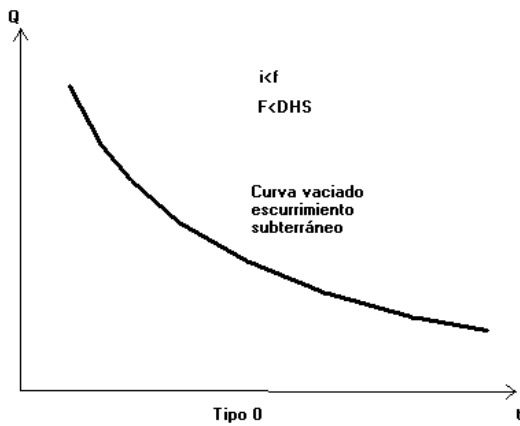
Finalmente al igual que en Stevens se realiza el ajuste del método graficando los aforos ejecutados con los pares de valores  $H$  y  $Q$ , y encima la curva continua representando la ecuación inicial, donde se debe observar una buena superposición. Conociendo la expresión se puede calcular y extrapolar el caudal para cualquier valor de  $H$ , desde  $H_o$  hacia arriba. La extrapolación hacia valores altos de  $H$  debe tener la coherencia que significa que el río efectivamente pueda conducir ese caudal, ya que si cambian las condiciones hidráulicas esto puede no ser así.

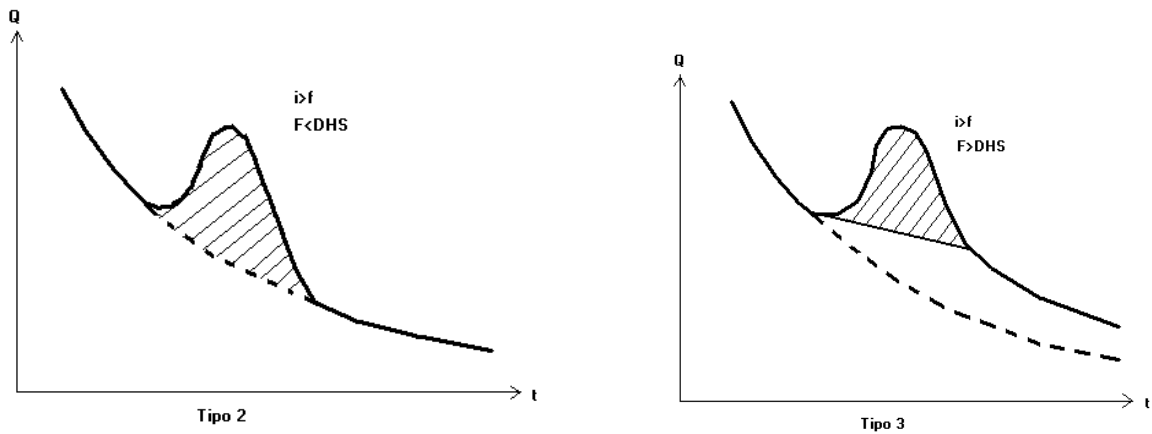
**V.5. Análisis del hidrograma: puntos característicos. Tipos principales relacionando intensidad de lluvia – infiltración – deficiencia de humedad del suelo. Separación de flujos directo y base: tormentas aisladas y tormentas consecutivas.**

Un hidrograma característico tiene en los puntos A, B, C y D, la factibilidad de separar el escurrimiento directo del escurrimiento de base, separándolos con una curva o recta que una los puntos A y D.

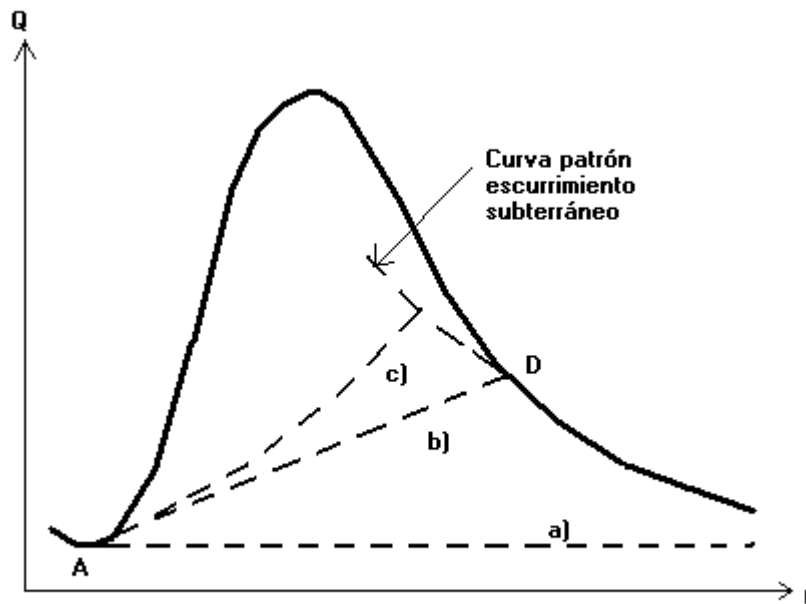


**Tipos ideales de hidrogramas para tormentas aisladas:** Para ello se tiene en cuenta la intensidad de precipitación =  $i$ , la intensidad de infiltración =  $f$ , la infiltración total =  $F$  y la Deficiencia de Humedad del Suelo =  $DHS$ , y la relación entre ellos definen hidrogramas ideales denominados Tipo 0, 1, 2 y 3.

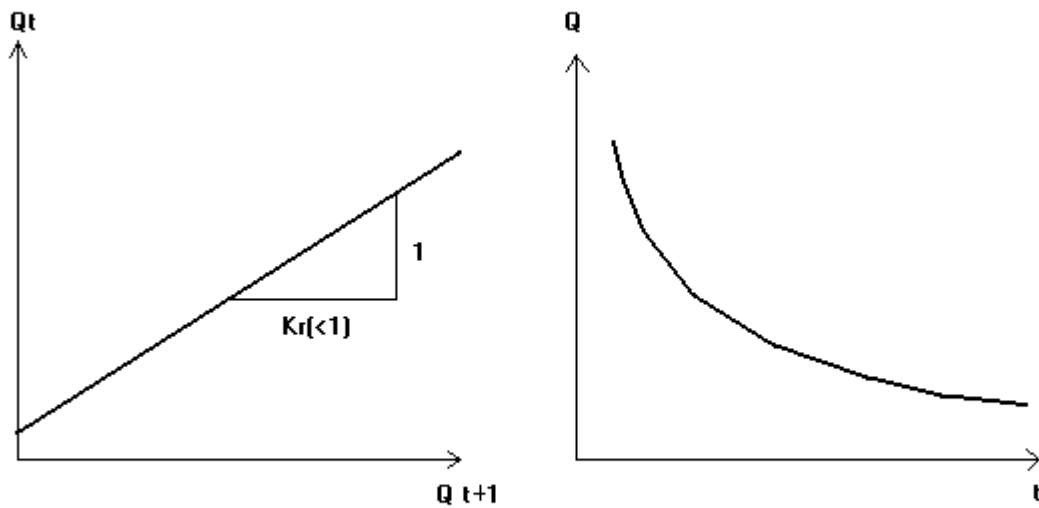




**Separación de escurrimiento directo y base:** El análisis de los hidrogramas contiene el proceso de separar el escurrimiento directo y el escurrimiento base, productos ambos de distinta procedencia y tiempo de respuesta en la sección de salida. El escurrimiento base se observa con claridad luego de un tiempo prudencial sin precipitaciones, en sequía, donde no aparece el escurrimiento directo, y en ese caso se encuentra la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. Existen distintos métodos de separación de ambos escurrimientos, en base a las características físicas de la cuenca que define que tan rápido o lento sean dichos escurrimientos, y por lo tanto la participación de ambos en el componente total de un hidrograma de crecida del río en respuesta a una tormenta.



La curva de recesión se expresa:  $Q_t = Q_0 * K_r$ , o  $Q_{t+1} = Q_t * K_r$ . Graficando es:



#### Bibliografía:

Rafael HERAS: "Manual de Hidrología". Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid.1970.

Rolando SPRINGALL: "Hidrología". Universidad Autónoma de México. 1976.

VEN TE CHOW, MAIDMENT y MAYS (1994); "Hidrología Aplicada", Editorial McGraw-Hill, Bogotá (Colombia).

LINSLEY, KHOLER y PAULUS (1982); "Hidrología para Ingenieros", Editorial McGraw-hill, Bogotá (Colombia).