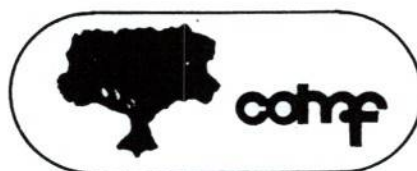


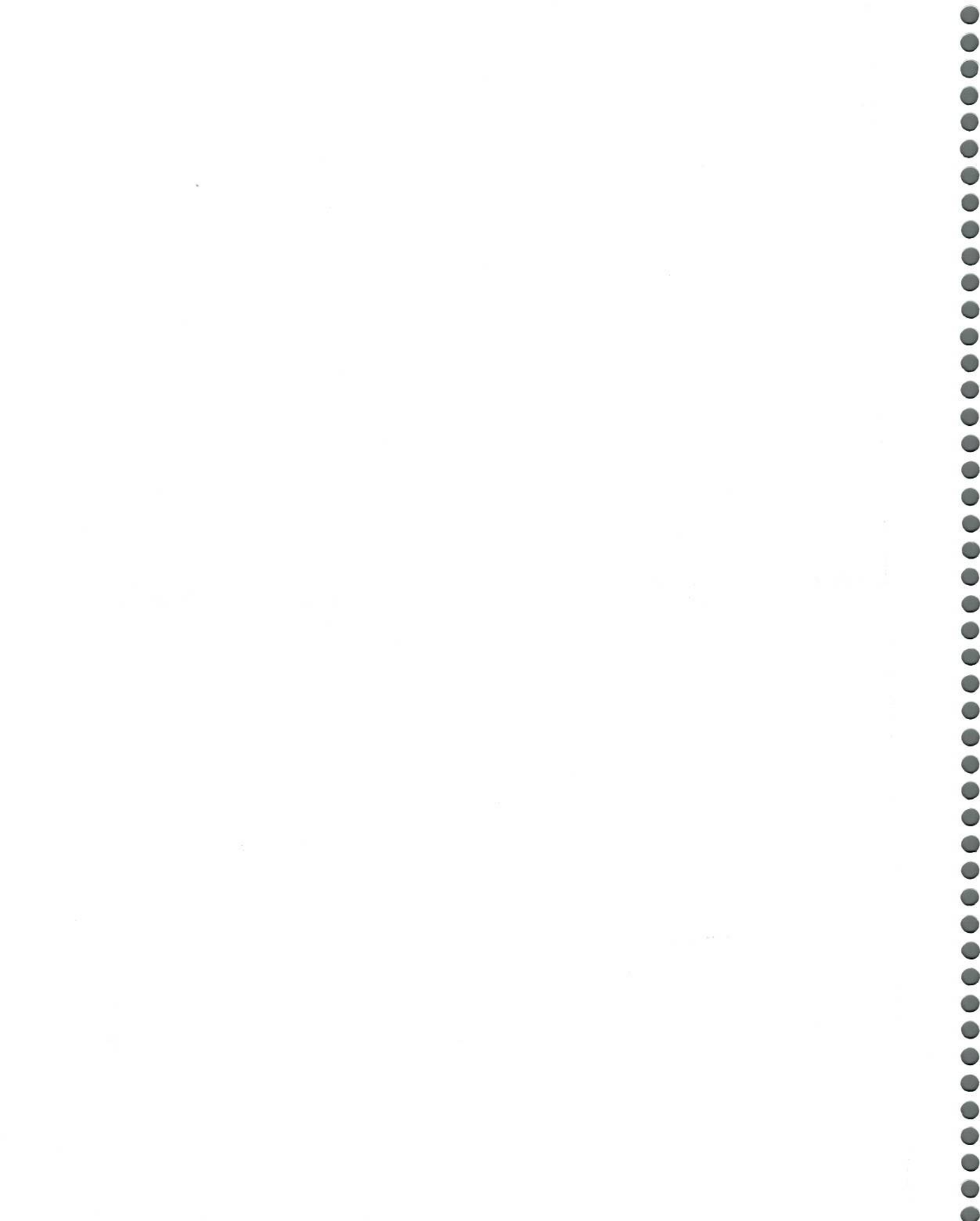
REPUBLICA DE CHILE
MINISTERIO DE AGRICULTURA

INSTRUCTIVOS TECNICOS

ELEMENTOS TECNICOS DE HIDROLOGIA



1986



PROLOGO

El Manejo de Cuencas Hidrográficas en las zonas áridas y semiáridas del país, al plantearse como una alternativa concreta de desarrollo rural integral, precisa de elementos cuantitativos y cualitativos que le permitan abordar con algún grado de determinismo la problemática de los recursos hídricos en particular.

En el contexto descrito, el Programa Regional de Manejo de Cuencas, de la Corporación Nacional Forestal, IV Región, ha fijado directrices en este ámbito, uno de los cuales persigue entregar herramientas de consulta y aplicación en el campo de la hidrología, a los ingenieros y técnicos que laboran en la Región.

El presente trabajo, constituye una recopilación de los seis Instructivos Técnicos desarrollados en los años 1984 y 1985, por los Ingenieros Forestales Manuel Roberto Pizarro y Oscar Patricio Novoa, los cuales han permitido un conocimiento más acabado y generalizado de las técnicas que se entregan con una orientación de aplicación práctica.

La Serena, Diciembre de 1985.

GUIDO SOTO ALVAREZ
INGENIERO FORESTAL
DIRECTOR IV REGION

JUAN CERDA OSORIO
INGENIERO FORESTAL
JEFE DEPTO. TECNICO

I N D I C E

| | |
|---|----|
| 1.- Determinación morfométrica de cuencas hidrográficas | 3 |
| 2.- Construcción y cálculo de una presa de tierra para riego | 9 |
| 3.- Hidrogramas de crecidas y concepto de hidrograma unitario | 24 |
| 4.- Hidrograma unitario sintético de Snyder | 32 |
| 5.- Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas | 41 |
| 6.- Determinación de caudales máximos | 49 |

INSTRUCTIVO TECNICO N° 1

DETERMINACION MORFOMETRICA DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

1.- INTRODUCCION

El presente documento es el primero de una serie que se pretende implementar, con el objetivo de que las oficinas de áreas posean elementos técnicos que les permitan obtener información básica acerca de las unidades hidrográficas piloto definidas por provincia.

Este primer instructivo, involucra los aspectos morfológicos de la cuenca, los cuales son definidos en términos cuantitativos, por medio de ecuaciones matemáticas.

2.- CARACTERISTICAS MORFOLOGICAS

Se definen como tales las características geométricas de la cuenca, en función de su relieve topográfico.

2.1 Forma:

El contorno de la cuenca define la forma y superficie de ésta, lo cual posee incidencia en la respuesta en el tiempo que poseerá dicha unidad, en lo que respecta al caudal evacuado. Así, una cuenca alargada tendrá un diferente tiempo de concentración ^{1/} que una circular, al igual que el escurrimiento manifestará condiciones disímiles. Por ejemplo, en una cuenca circular, el agua recorre cauces secundarios antes de llegar a uno principal; en una cuenca alargada, se presenta en general un solo cauce que es el principal y por ende, el tiempo de concentración será menor que en el anterior caso.

Por ello es necesario establecer algún parámetro, que permita evaluar la uniformidad o irregularidad de los contornos de la cuenca. Así, el índice utilizado es el de compacidad de Gravelius, que está definido por el cociente entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro de un círculo que posea la misma superficie de la cuenca.

Si se define que A es la superficie de la cuenca (Km²), P el perímetro de ella (Km), Kc su coeficiente de compacidad y p el perímetro del círculo de superficie A, se obtiene lo siguiente:

$$(1) Kc = \frac{P}{p} \text{ pero; } (2) A = \pi \cdot r^2$$

$$(3) p = 2 \pi r$$

Si de (2) se despeja r, queda;

$$(4) r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

lo cual reemplazando (4) en (3), queda

$$(5) p = 2 \sqrt{\pi \cdot A}$$

^{1/} Se define tiempo de concentración, como el período de tiempo necesario para que el escurrimiento superficial proveniente de una precipitación, se movilice desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida.

Reemplazando (5) en (1).

$$K_c = \frac{P}{2 \sqrt{A} \pi} \approx 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Es decir, si en términos estrictamente numéricos, $P = 3,57 \sqrt{A}$, se está frente a una cuenca que posee la forma exacta de un círculo, y $K_c = 1$.

Si $K_c > 1$, determina una mayor irregularidad en la forma de la unidad hidrográfica en estudio; conforme mayor sea esta diferencia, mayor es la irregularidad manifestada.

2.2 Relieve

El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

Para definir el relieve existen varios índices, de los cuales se analizarán algunos.

2.2.1 Pendiente Media.

2.2.1.1 Pendiente Media Simple (Pm)

$$P_m = D \cdot \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Donde;

D = Diferencia de cota para las curvas de nivel (m)

l_i = Longitud de la curva de nivel i (m)

A_i = Área encerrada por la curva de nivel i (m²)

Esta fórmula es una de las más simples, pero su uso ha sido muy cuestionado. Por ello, se utiliza con mayor frecuencia, dados los resultados satisfactorios que ha arrojado la expresión de pendiente media propuesta por Mociornita (4).

2.2.1.2 Pendiente Media de Mociornita, S.

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

donde;

h = Diferencia de altura entre curvas de nivel (m)

l_o = Longitud de la curva de nivel de menor cota (m)

l_n = Longitud de la curva de nivel de mayor cota (m)

l_i = Longitud de las curvas de nivel intermedias (m)

A = Área de la cuenca (m²)

2.2.2 Curva Hipsométrica

Esta curva se usa para representar cotas de terreno en función de las superficies que ellas encierran. Usualmente, tanto las alturas como la superficie, se plantean en términos porcentuales.

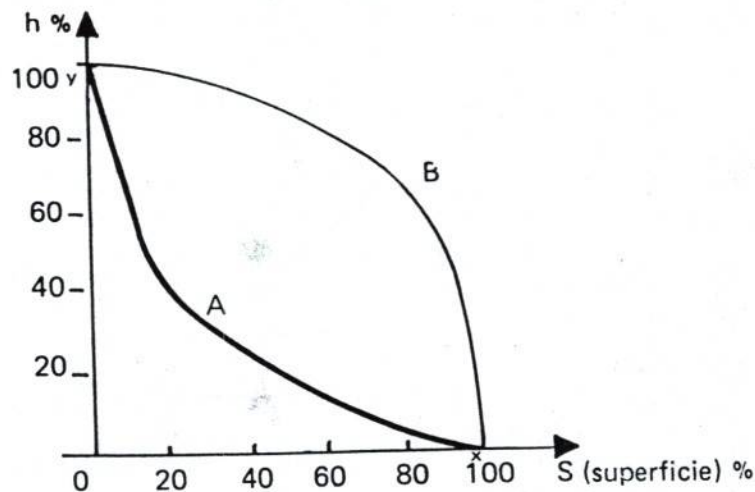


Fig. 1. Curvas hipsométricas.

La curva A que presenta la figura 1 denota una cuenca de montaña por la gran pendiente advertida en su recorrido inicial, continuada por un valle aluvial, la cual se denota por la misma pendiente que tiende progresivamente a disminuir. En el caso B, la curva representa una cuenca de meseta, en que la mayor pendiente se observa hacia el final de su recorrido.

En Chile, el caso A y sus variaciones es lo que con mayor frecuencia se presenta.

López y Pérez (3), señalan que: "La curva hipsométrica permite cualificar el relieve. Una pendiente fuerte en el origen, hacia cotas inferiores, indica llanuras o penillanuras; si la pendiente es muy fuerte, hay peligro de inundación en zonas extensas. Una pendiente fuerte hacia la parte media indica una gran meseta".

2.2.3 Altura Media

La definición de la altura media de la cuenca, se obtiene considerando la curva hipsométrica respectiva. Así,

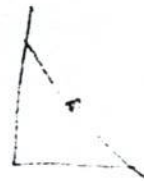
$$H_m = \frac{YOX}{OX} = \frac{\text{Volumen de relieve que da la sup. del gráfico}}{\text{Superficie de la cuenca}}$$

Otra expresión puede ser:

$$H_m = \frac{\int_a^b f(x) dx}{OX}, \text{ siempre que se determine la función que relaciona a la altura con el área.}$$

En términos más simples, y si la curva hipsométrica es una recta que une a los puntos (X,0) e (Y,0), se verifica lo siguiente:

$$H_m = \frac{YOX}{OX} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 100}{100} = 50$$



Es decir, la altura media para el caso de un triángulo rectángulo es un 50% de la altura total.

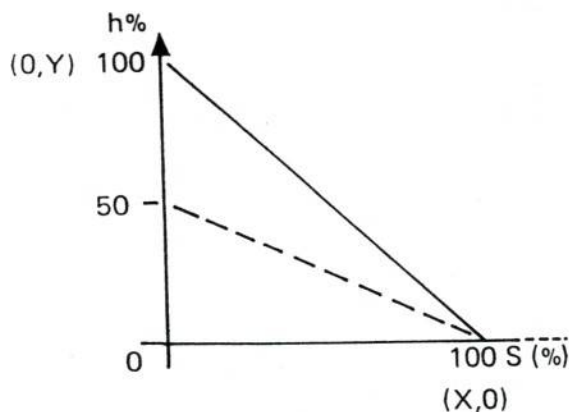


Fig. 2. Curva hipsométrica definida por una recta.

Ahora bien, ésta posee el problema de que pueden existir tres cuencas disímiles que entreguen una altura media similar, lo que no es un buen índice de relieve.

2.2.4 Coeficiente Orográfico

Este coeficiente es uno de los más utilizados y confiables para la definición del relieve y su expresión analítica es la siguiente:

$$Co = Hm \operatorname{tg} \alpha$$

Como se desprende de la anterior expresión, utiliza la altura media y la $\operatorname{tg} \alpha$. Esta última, se define como sigue, considerando lo expresado en la figura 1.

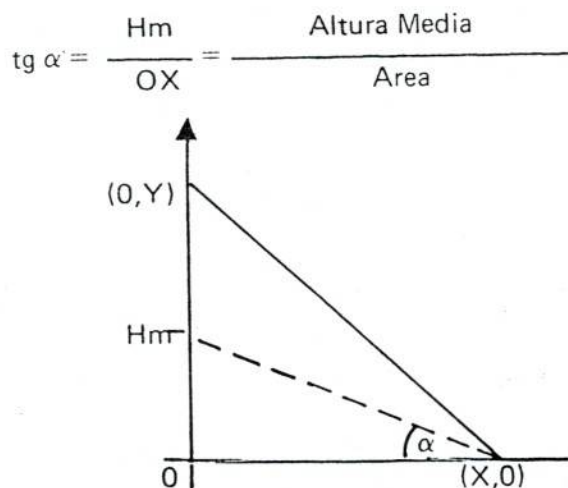


Figura 3. Tangente α

La Figura 3 presenta también una curva hipsométrica definida por una recta. Luego, en este caso.

$$Co = \frac{(Hm)^2}{Area} = \frac{50^2}{100} = 25$$

El valor 25 para el coeficiente orográfico, representa una situación casi imposible de encontrar en la naturaleza. Pero es evidente que un valor por bajo esta cifra, denota cuencas gastadas y se plantea, que un valor menor a 16 define unidades hidrográficas con características de senilidad. Al contrario, valores por sobre 25, definen cuencas de edad geológica reciente o bien con caracteres de erodabilidad bajos.

2.3 Red Hidrográfica

Corresponde al drenaje natural permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de escurrimiento, tanto superficial o subterránea.

Los parámetros más importantes que la definen, son las siguientes:

2.3.1 Densidad de Drenaje:

Relaciona la longitud total de los afluentes de todo tipo, con el área de la cuenca.

$$\text{Así, } Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A}$$

Donde, Dd = Densidad de drenaje

L_i = Longitud de curso i (Km)

A = Superficie de la cuenca (Km²).

El inverso de Dd, representa la superficie de la cuenca que sustenta una unidad de curso, y se define por C_A .

$$\text{Luego, } C_A = Dd^{-1}$$

2.3.2 Alejamiento medio:

Relaciona el largo del curso principal con el área de la cuenca.

$$\text{Luego, } a = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

Donde, L = Longitud del curso principal.

3.- COMENTARIOS

Las expresiones analíticas vertidas anteriormente determinan que es previo el contar con las cartas I.G.M. para lograr reunir los antecedentes que alimenten las fórmulas.

Así solamente será posible caracterizar morfológicamente las unidades en estudio, con el objetivo de establecer comparaciones y definiciones con fines de variada índole.

Por otra parte, es dable señalar que existe un variado número y tipo de ecuaciones matemáticas, que permiten describir las cuencas hidrográficas, destacándose aquí solamente las que denotan una mayor utilización en la bibliografía consultada, y que por ende, permiten establecer comparaciones de mayor consistencia.

ROBERTO PIZARRO TAPIA
INGENIERO FORESTAL
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO
DE CUENCAS Y CONTROL DUNAS

BIBLIOGRAFIA:

1. Gálvez, M. y Pizarro, R. 1983. Implementación de un modelo de simulación para la estimación de caudales de crecida en la cuenca del estero Nilahue. Tesis Esc. Ing. Forestal. Universidad de Chile.
2. González, L. 1980. Apuntes de la Cátedra de Manejo de Cuencas. Santiago, Chile. Facultad de Ciencias Forestales. Universidad de Chile.
3. López Cadenas de Llano, F. y Pérez Soba, A. 1983. Seminario en Cuencas de Montaña. Córdoba, Argentina. Centro de Investigaciones Hídricas de la Región Semiárida. 9 V.
4. Mociornita, C. 1967. Relations entre les éléments des hydrogrammes de la crue et certaines caractéristiques morphométriques sur le territoire de la République Socialiste de Roumanie. En: Le crue et leur evaluation. Actes du colloque de Leningrad, Aout 1967. 2. V.

INSTRUCTIVO TECNICO N° 2

CONSTRUCCION Y CALCULO DE UNA PRESA DE TIERRA PARA RIEGO

1.- INTRODUCCION

El presente instructivo es el segundo de una serie que ha implementado el Programa de Manejo de Cuencas; en el se presenta el cálculo y construcción de un tranque de tierra con capacidad de almacenamiento igual o inferior a 5.000 m³ caracterizado fundamentalmente por su construcción a mano y por estar diseñado para recibir las aguas de vertientes o aguadas. Se considera que este tipo de tranque puede ser ampliamente utilizado en el secano de la IV Región para el riego de bosquetes de producción y cultivos rentables bajo prácticas de conservación o sin ellas.

El instructivo indica secuencialmente los pasos precisos a dar y cálculos necesarios para su correcta construcción basado en los trabajos que para este efecto se han iniciado en la cuenca piloto de Cuz - Cuz de la provincia del Choapa.

2.- ELECCION DEL SITIO

La ubicación del sitio del tranque debe decidirse después de un recorrido y análisis minucioso del terreno. Entre los principales factores que se deben tomar en cuenta, se pueden enumerar:

1. Ubicación de una vertiente o aguada que vierta durante el período seco en cantidades superiores a 0,5 lt./seg. y que además este flujo sea constante durante dicho período.
2. Cercanía de materiales aprovechables en la construcción del muro como son arcillas expandibles, ripio, arena, tierras francas, agua para humedecer el muro, etc. Se considera que el material para la construcción del muro no debe encontrarse a más de 400 - 500 mts. de distancia de la presa ni a más de 5 mts. de profundidad para que el proyecto sea económicamente viable.
3. El terreno debe presentar la zona impermeable o "circa" lo más cerca de la superficie que sea posible para evitar pérdidas por filtraciones debido a la porosidad del material bajo el muro. Esto puede determinarse haciendo sondajes en el suelo a ocupar como fondo del tranque y asentamiento del muro.

3.- DESVIACION PROVISIONAL DEL AGUA CORRIENTE

La corriente de la quebrada en que se ubica el tranque debe ser desviada completamente para evitar el "aterramiento", cuando su cauce presenta gasto sólido en los períodos de esorrentía; por otra parte el tranque posee un vertedero dimensionado para evacuar el gasto máximo de la vertiente de tal manera que la entrada de la corriente al vaso puede destruir el muro cuando el agua vierta por encima de la coronación por insuficiencia del aliviadero.

Las dimensiones de este canal de desvío dependen del máximo caudal de esorrentía crítica previsible que se puede producir en la cuenca receptora del embalse.

Existen fórmulas empíricas que estiman el caudal máximo en función de la superficie de la cuenca. Sin embargo su utilización pareciera ser muy restringida en el secano de la IV Región; se puede esperar mayor precisión en fórmulas que incorporen la intensidad de precipitación como la fórmula racional;

$$Q \text{ máx.} = \frac{C \times I \times A \text{ (m}^3 \text{/seg.)}}{360} \quad (1)$$

donde:

Q = gasto máximo en m³/seg.

C = coeficiente de escurrimiento que representa la relación entre la cantidad de escurrimiento y la cantidad de precipitación.

I = máxima intensidad histórica de precipitación en mm/hora

A = superficie de la hoya en hectáreas.

Tabla N° 1. Valores de C empíricos para distintas coberturas de cuenca.

| Tipo de Cobertura | Pendiente % | C |
|----------------------|-------------|------|
| Lomajes cultivados | 5 – 10 | 0,60 |
| Cerros cultivados | 10 – 30 | 0,72 |
| Lomajes con praderas | 5 – 10 | 0,36 |
| Cerros con praderas | 10 – 30 | 0,42 |
| Lomajes con bosques | 5 – 10 | 0,18 |
| Cerros con bosques | 10 – 30 | 0,21 |

Una vez determinado Q máx. se procede al diseño hidráulico del canal según la fórmula de Manning ampliamente utilizada.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3}}{n} S^{1/2} \quad (2)$$

donde:

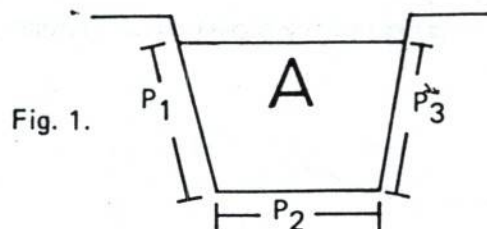
A = Area de la sección transversal del canal (m²)

n = Coeficiente de rugosidad de las paredes del canal.

R = Radio hidráulico, (m).

S = Pendiente del canal.

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{A}{P}$$



Perímetro mojado, $P = P_1 + P_2 + P_3$

Tabla N° 2. Valores de n , según Horton

| Tipo de Canal | Condición de las Paredes | | |
|--|--------------------------|---------------------|---------------------|
| | Buenas | Regulares | Malas |
| En tierra, rectos y uniformes | 0.020 | 0.0225 | 0.025 ^{1/} |
| En roca, lisos y uniformes | 0.030 | 0.033 ^{1/} | 0.035 |
| En roca con salientes simosos | 0.040 | 0.045 | ----- |
| Simoso y de escurrimiento lento | 0.025 ^{1/} | 0.0275 | 0.030 |
| Dragados en tierra | 0.275 ^{1/} | 0.030 | 0.033 |
| Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados | 0.030 | 0.035 ^{1/} | 0.040 |
| Plantilla de tierra, taludes ásperos | 0.030 ^{1/} | 0.033 ^{1/} | 0.035 |

^{1/} Valores corrientemente usados en la práctica.

Una vez dimensionado el canal, éste se construye a partir de una distancia aguas arriba que permita dada una pendiente m pasar en el talud de la quebrada sobre la coronación del tranque. Unos 10 metros más allá del borde inferior del talud aguas abajo, el canal se desvía para verter directamente a la quebrada.

Es conveniente reforzar la toma del canal con obras logitudinales como enrocado o escolleras a fin de evitar al máximo las posibilidades de entrada de agua al cauce natural.

4.- PLANO TOPOGRAFICO

Previo al levantamiento, la zona del vaso y muro deberá estar exenta de suelo orgánico, matorrales, palos o árboles y piedras de tamaño mayor. Se debe tener especial cuidado en el sector del muro para evitar filtraciones ya que al podrirse los palos o ramas van formándose huecos por donde puede iniciarse el sifonamiento del agua del tranque con la destrucción del mismo.

Realizado lo anterior se procede a levantar un plano topográfico, estacando a 10 x 10 m., 20 x 20 m. o 30 x 30 m. según el detalle deseado.

En el plano con curvas de nivel a 50 cm. se hace el trazado del muro, el canal de desvío y se procede a calcular el volumen del muro a construir.

4.1 Cálculo del volumen del muro y capacidad del embalse

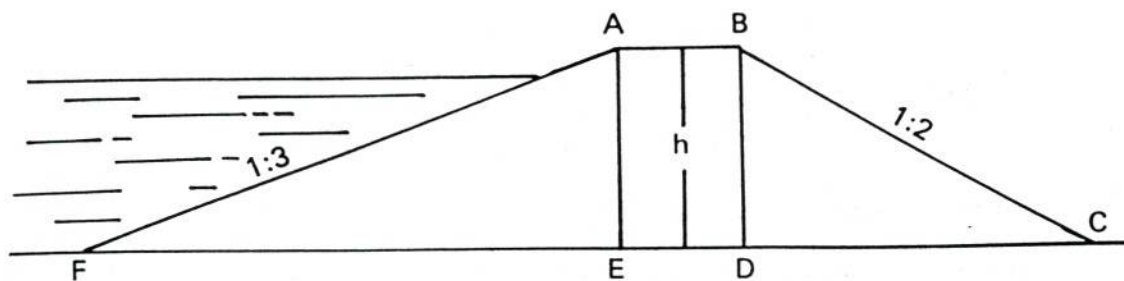


Fig. 2.

Area de la sección $S = \text{Sup. ABDE} + \text{Sup. BCD} + \text{Sup. AEF}$ dada la diferencia de altura h entre dos secciones de separación d tenemos:

$$\text{Volumen de un tramo, } T_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times d$$

Entonces;

$$\text{Volumen del muro} = \sum_{i=1}^{i=n} T_i$$

De forma similar se procede para cubicar la capacidad del embalse. La semi suma de las áreas de dos curvas de nivel contiguas por la distancia vertical que las separa, nos da el volumen almacenado entre dos curvas. La capacidad del embalse será entonces la suma de estos volúmenes parciales.

La relación entre el volumen del tranque y su capacidad de almacenaje nos da un índice de su eficiencia. El microrrelieve y pendiente del vaso debe posibilitar el almacenaje del mayor volumen posible de agua, mediante el menor volumen de movimiento de tierra para la construcción del muro. Se considera la relación;

$$R = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen del muro}} \geq 4$$

Siendo muy satisfactorio cuando $R > 20$

5.- APERTURA DE LA ZANJA DE ANCLAJE

Para asegurar la presa contra el deslizamiento y para evitar el sifonamiento por debajo de sus cimientos, se suele abrir en la parte de la base, una zanja profunda, transversal al eje longitudinal del cauce que llegue hasta una capa suficientemente impermeable. En las presas de hasta 4 m. de altura esta zanja suele tener una anchura de 3 - 4 m. y 0,5 a 1 mt. de profundidad.

6.- INSTALACION TUBERIA DE DESAGUE DE FONDO

Antes de comenzar a depositar la tierra en la construcción del muro se coloca la tubería del desagüe de fondo.

La tubería se asienta en una zanja abierta en el centro del muro o en el punto de más baja cota y en sentido transversal a éste. Para este tipo de tranque se recomienda el uso de cañería de 3". Contra las posibles filtraciones o roturas a lo largo de la cañería es preciso tomar las siguientes medidas;

Situar a lo largo de la tubería collares corta - flujos colocados en el plano normal al eje de la tubería, separados no más de 4 m. para interrumpir las filtraciones y flujos laminares a largo de la pared de la cañería. Es común el uso de flanches para unir las cañerías, los cuales al darle un mayor diámetro se convierten en collares corta - flujos (ver figura).

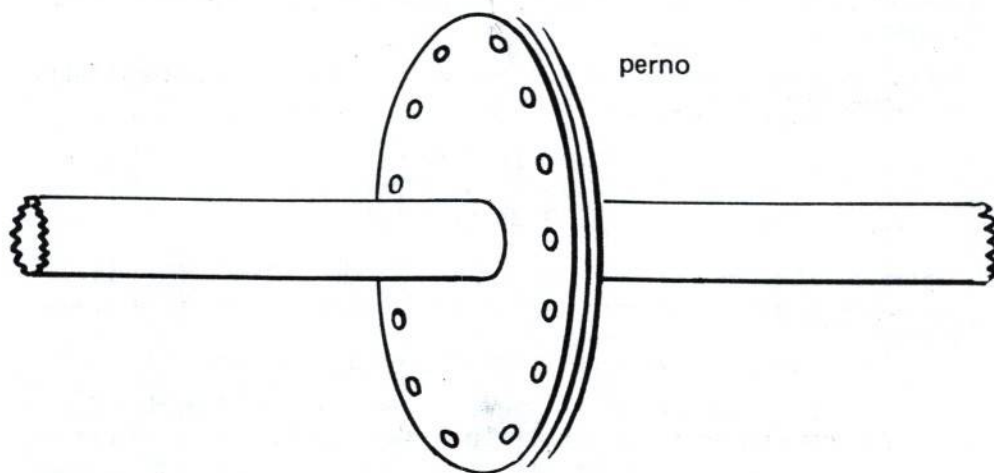


Fig. 3.

También es preciso colocar la tubería en forma de un arco de gran radio para poder adaptarse a las posibles sobrepresiones y pequeños asentamientos del cuerpo de la presa.

7.- CONSTRUCCION DEL CUERPO DE LA PRESA. CALCULO

7.1 Taludes

Los taludes de los paramentos, de manera general, cuanto más densidad tenga el material, más estable será para un mismo talud, y debe tener una inclinación mitad, o menor aún, que el talud natural de las tierras al aire libre. Nunca debe adoptarse talud menor de dos de base por uno de altura.

Para el caso de tranques compactados a mano se recomienda dar una inclinación 3 : 1 al talud aguas arriba y 2 : 1 al talud aguas abajo; paralelamente se cubren posibilidades de erosión causada por el oleaje o de asentamiento que sufren en algunas ocasiones los muros mal compactados o contruidos con materiales muy o poco húmedos.

7.2 Materiales

Los materiales utilizados en la construcción de diques han de cumplir dos objetivos: impermeabilidad y estabilidad.

La impermeabilidad la dan los elementos plásticos (arcilla); la estabilidad la dan los elementos áridos (gravas y arenas).

Ahora bien, para conseguir esa impermeabilidad no es preciso que lo sea toda la obra, siendo suficiente que la pantalla impermeable cumpla con dicha particularidad. Las zonas adyacentes gozarán de cierta permeabilidad, en aumento a medida que se alejan del núcleo, de tal manera que los materiales correctamente elegidos y compactados se opongan a esfuerzos cortantes de vuelco, filtración y deslizamiento (de capas entre si y con los cimientos).

El predominio de elementos finos dificulta la compactación, provoca fuertes asentamientos, deslizamiento e hinchamiento. Los elementos arenosos ofrecen menos cohesión, en cambio resisten mejor los esfuerzos cortantes.

La composición óptima del material que compone el cuerpo de la presa a excepción del núcleo es la siguiente:

50% arena fina
30% arcilla y limo
20% arena gruesa

Como es difícil encontrar materiales que correspondan a estas proporciones perfectas, es preciso cumplan por lo menos las siguientes condiciones:

- no tener piezas con diámetros superiores a 10 cm.
- no contener materia orgánica o elementos solubles; la existencia de elementos solubles en las tierras, como son el carbonato de calcio, carbonato magnésico, yeso, cloruro potásico, cloruro magnésico, cloruro sódico, sulfato magnésico, etc., puede obligar, en determinados casos, a prescindir de su empleo. Así, se ha considerado que no deben ser admitidas pérdidas de peso superiores a 2%.
Para ensayar la solubilidad, se colocan 5 gr. de tierra con 500 cc., se agita durante 7 horas y se deja reposar 24. Se filtra, se deseca el residuo y se comprueba la pérdida de peso de éste.
- tener más de 3% de elementos finos inferiores a 0,05 mm.

7.3 Construcción

El muro se construye por tongadas o capas de tierra que no deben tener más de 20 cm. de profundidad para lograr la máxima compactación.

La máxima compactación o máxima densidad de la tierra implica una reducción al mínimo del volumen de poros; con ello se mejora la impermeabilidad y el rozamiento interno.

Esta densidad máxima va a depender de la intensidad de apisonado y, en igualdad de intensidad el factor decisivo es la humedad de las tierras.

Es necesario que las partículas de tierra se acomoden del mejor modo posible para disminuir los huecos que hay entre ellas. Cada golpe de pisón, hará que deslicen unas partículas entre otras, de modo que las más chicas se coloquen en los huecos que hay entre las grandes, para lo cual será necesario vencer dos resistencias: la capilar, que mantiene unidos a los granos, y la fricción, que se opone al deslizamiento de unos granos sobre otros. Ambas resistencias se aminoran si es mayor la cantidad de agua, pues ésta disminuye las fuerzas de tensión capilar y sirve de lubricante, haciendo menor la fricción. Por eso, a medida que aumenta la hu-

medad, se obtienen mayores densidades; pero esto tiene un límite pues llega un momento en que el agua ocupa la mayor parte de los huecos y por ser incomprensible, no permite que se reduzca el volumen de tierra por efecto de los golpes de pisón.

El ensayo Proctor permite dibujar una curva que relaciona la humedad con la densidad para una intensidad de apisonado que se supone equivalente a la realizada mediante el empleo de rodillas de pata de cabra.

Dicha curva es del tipo de las indicadas en la fig. 4 que muestra la existencia de una humedad óptima, con la cual se obtiene una densidad máxima para cierto apisonado.

Lo ideal es mantenerse cerca de esta humedad óptima pero un poco por debajo de ella, para no acercarse demasiado a la saturación, pues se corre peligro de poner en presión el agua de los poros, sobre todo si el muro carece de drenajes. Esto se logra fácilmente cuando las tierras tienen muy poca humedad natural como en el caso generalizado de los suelos de la IV Región.

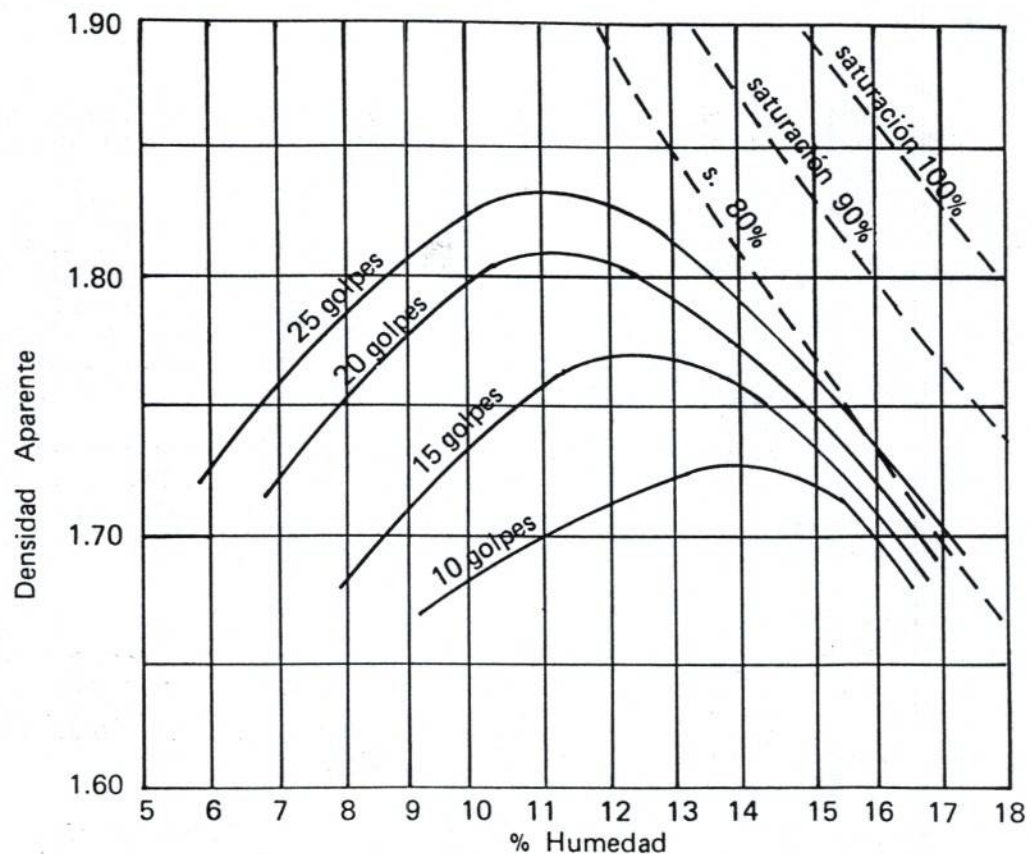
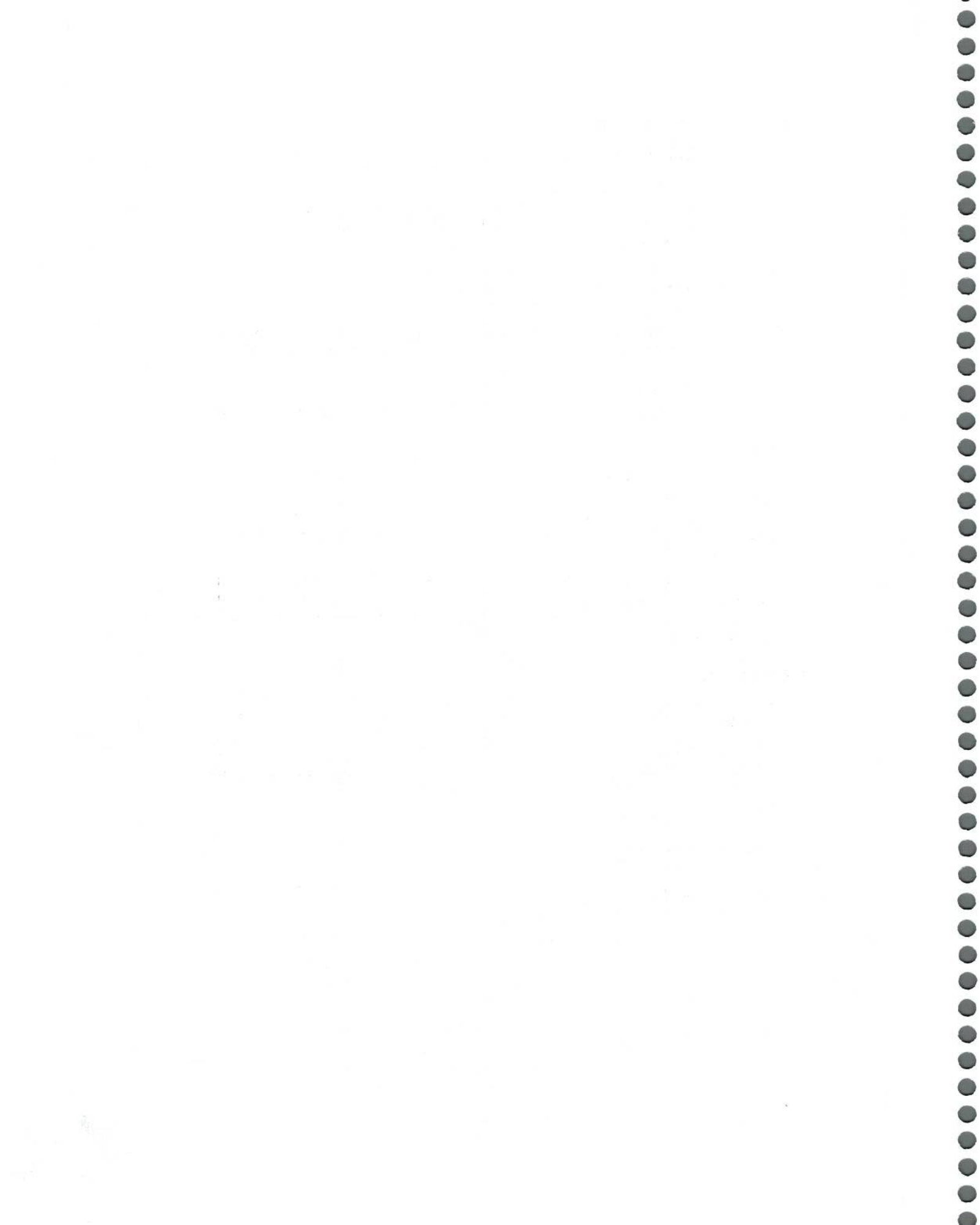


Fig. 4. Curvas densidad-humedad para diversos Apisonados.

La impermeabilidad del muro, resultado de la elección del material y su compactación se mide mediante el coeficiente K o coeficiente de permeabilidad. Casagrande y Fadum indican que las tierras del muro, exceptuando el núcleo deberán tener "in situ" a lo menos un coeficiente K tal que;

$$1 \times 10^{-6} \text{ cm/seg.} < K < 1 \times 10^{-3} \text{ cm/seg.}$$



7.4 Pantalla impermeabilidad

La impermeabilidad del cuerpo de la presa se refuerza mediante un núcleo o pantalla impermeable que se construye a partir de la zanja de anclaje en el eje longitudinal del muro.

Se utiliza en su construcción arcilla pura con permeabilidad inferior a $K = 1 \times 10^{-7}$ cm/seg.

Se construye por tongadas junto con el resto del muro y levemente aguada hacia la coronación.

Es posible utilizar como pantalla impermeabilidad un muro delgado de hormigón, plancha de acero, etc. pero ello lleva un incremento de coste que probablemente decidiría por cualquier otro tipo de construcción.

7.5 Cálculo del coeficiente de permeabilidad, K

El coeficiente K tiene dimensiones de velocidad, y aparece reflejado en la ley de Darcy, $q = K \cdot i \cdot s$, siendo q el gasto de agua; s el área; e i la pendiente hidráulica.

La determinación del valor de K puede hacerse en laboratorio, en el campo o mediante la curva granulométrica.

En laboratorio se utilizan los permeámetros de carga variable. También existen procedimientos indirectos, como es el capilarímetro horizontal de Casagrande.

En el campo la permeabilidad puede medirse si existe una napa freática suficientemente elevada, mediante el agotamiento de un pozo, o bien echando agua en él. También puede realizarse mediante taladros por medio de una sonda.

7.5 Vertedero

Para dimensionar el vertedero, o aliviadero del dique es preciso tener como dato el caudal máximo de agua que por allí va a escurrir.

El darle la debida capacidad de desagüe tiene importancia en el proyecto del dique, especialmente si se trata de tierra. Un dimensionado insuficiente motivaría que el agua vierta por toda la coronación erosionando el cuerpo de la obra y su fundación y estribos, lo que puede motivar su total destrucción.

Ello obliga en estos casos, a una correcta determinación del caudal máximo de la vertiente.

Para un gasto dado Q, la altura h, o sea el espesor de la lámina vertiente en el aliviadero se calcula por la fórmula;

$$h = \frac{2}{g} \frac{q_o^2}{g}$$

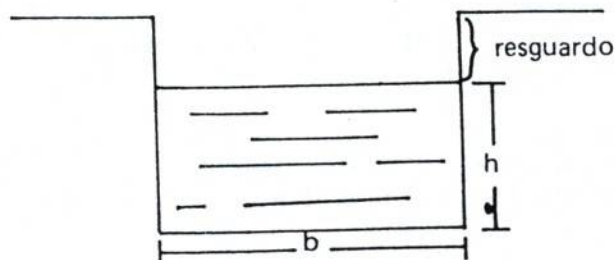


Fig. 5.

donde;

q_0 = gasto máximo por unidad de longitud del aliviadero.

g = aceleración de gravedad.

La expresión q_0 está dada por la relación

$$q_0 = \frac{Q \text{ máx.}}{b}$$

El vertedero se construye de preferencia en el empotramiento lateral de la presa o en el borde del canal de evacuación de escurrimiento; en este caso el canal deberá tener una revancha tal que evacuando a plena capacidad no alcance el nivel inferior del vertedero evitando que el agua entre al vaso por el aliviadero.

También se construye el vertedero sobre el muro aunque es una práctica poco usual ya que se debe proteger en cemento la caída por el talud aguas abajo para evitar erosión, aumentando su coste.

En todos los casos el vertedero propiamente tal se construye de cemento pudiendo ser de piedra laja o canteada adicionada en un mortero o concreto armado cuando el vertedero se construye sobre el muro.

7.6 Coronación

La coronación del muro se emplea con frecuencia para el tránsito. Según E.F. Preece su anchura estaría dada por la fórmula:

$$C = 1 + 1,1 \sqrt{H}$$

El Bureau of Reclamation da la siguiente fórmula empírica;

$$C = 3,624 \sqrt[3]{H - 1,5} \text{ de utilización para grandes diques}$$

Para diques hidrológicos - forestales es aconsejable fijar el espesor de la coronación por la siguiente fórmula;

$$C = \frac{H + h + h_1}{5} + 1,5$$

donde;

H = Es la altura útil, en metros (id. para las fórmulas anteriores)

h = La altura de la lámina vertiente en el aliviadero.

h_1 = Resguardo

Se considera que el mínimo espesor admisible es tres metros, sin embargo actualmente y bajo determinadas circunstancias se vienen empleando en este tipo de diques espesores hasta de un metro.

7.7 Resguardo

Es la diferencia entre la cota de la coronación del muro y la de la máxima altura de la lámina de agua cuando el aliviadero funciona a plena

carga, ver fig. 5. La altura del resguardo o revancha dependerá de las fuerzas del posible oleaje, corrientes de entrada de agua, remolinos tal que éste será función de la longitud del vaso;

$$R = 0,7 + 0,4 L$$

donde;

R = Resguardo en metros

L = Largo del vaso en kilómetros

Esta distancia, para diques menores de 10 metros de altura, puede fijarse entre 0,7 y 1,5 metros dependiendo de condiciones particulares.

7.8 Línea de saturación y filtro.

La línea de saturación es aquella que en el plano de la sección transversal del muro de la presa separa las zonas de la presión atmosférica de las sometidas a la presión hidráulica. Su determinación se puede efectuar por métodos analíticos, gráficos o eléctricos.

La impermeabilidad del muro de la presa estará asegurada cuando su línea de saturación no tenga ningún punto en común con el talud aguas abajo del mismo.

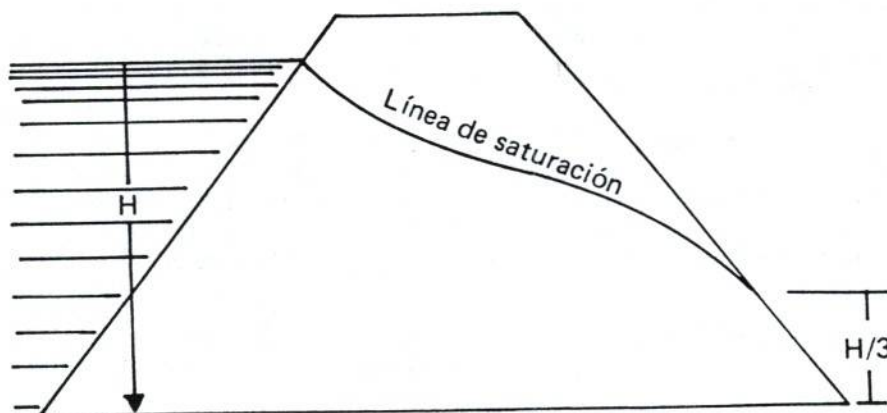


Fig. 6. Línea de saturación.

La línea de saturación corta el talud exterior a una altura aproximadamente igual a 1/3 de la altura útil de la presa, cuando el cuerpo de la presa está constituido por materiales homogéneos y permeables.

Para que esta filtración de agua, peligrosa para la integridad de la presa no ocurra, se sitúa en el pie del talud inferior una zona de materiales permeables como arenas limpias o mezclas de gravas y arenas limpias destinada a absorber esta filtración de agua a través del cuerpo de la presa y evitar su rotura por sifonaje.

El núcleo o pantalla impermeable cumple una función similar al interferir la saturación en cierto grado.

El filtro debe tener una permeabilidad 100.000 veces superior a la del cuerpo de la presa, $K \geq 1 \times 10^{-2}$ cm/seg.

Gráficamente se dibuja la línea de saturación según el método que se detalla en el croquis que sigue:

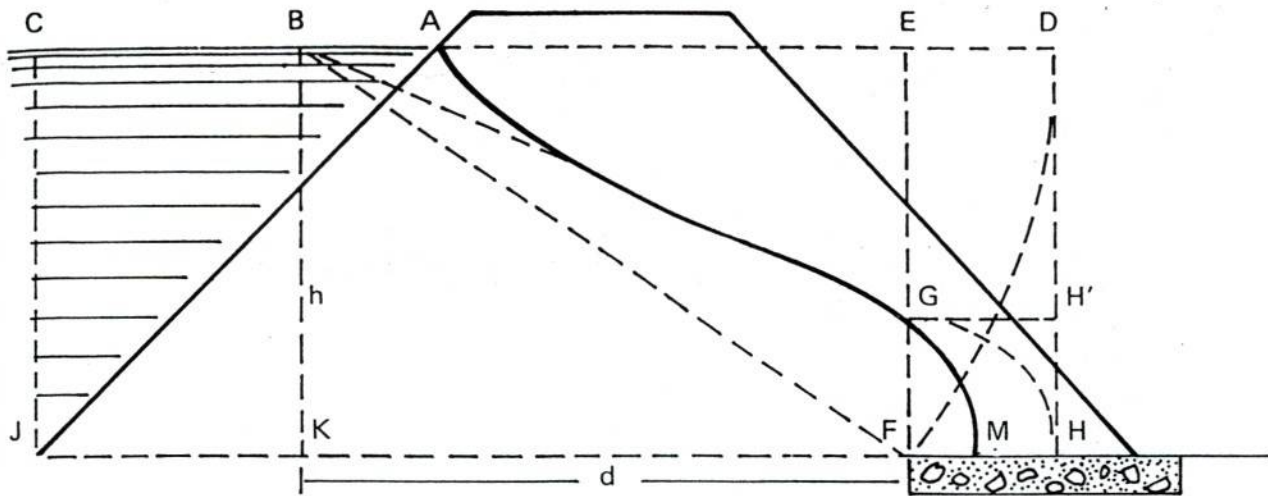


Fig. 7.

La línea de saturación o línea piezométrica en las presas con filtro se acerca a la forma de parábola cuyo foco situado en el extremo interior del filtro, es el foco común de las parábolas homofocales, representativas de las líneas de flujo o de infiltración de las moléculas de agua a través del cuerpo de la presa.

Para la obtención de la línea se sitúa primero el punto B de manera que AB sea la tercera parte de la distancia AC. Trazando el arco FD se obtiene la directriz DH, de las parábolas homofocales. Siendo FH = FG, la parábola o línea de saturación pasará por los puntos B, G y M. La distorsión en el punto A se hace de manera que la curva definitiva sea normal al talud AJ en ese punto.

El flujo de agua infiltrada que se espera pase por el filtro será proporcional a la distancia FG y al coeficiente de permeabilidad K, tal que;

$$Q = K \cdot \overline{FG}$$

$$\text{siendo } \overline{FG} = \overline{FH} = \overline{ED}$$

tenemos;

$$\overline{FG} = \overline{KH} - \overline{KF} = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

de donde;

$$Q = K \cdot (\sqrt{h^2 + d^2} - d)$$

7.9 Protección de los taludes

Los taludes de la presa están expuestos a erosión por el agua de lluvia o por el oleaje y remolinos del agua almacenada.

La protección más usual del talud aguas arriba es la postura de un pedraplén o una escollera. El talud aguas abajo se defiende con el estable-

cimiento de una cubierta vegetal a base de pastos, especies rastreras o cubresuelos.

8.- TOMA DE AGUA

La salida del agua se regula mediante válvulas o compuertas. La primera se ubica en la salida de la tubería aguas abajo accionándose directamente. La entrada del agua, en el extremo opuesto de la cañería, se protege de la entrada de ramas u otros objetos mediante una caja de ladrillo con una rejilla de fierro en su parte superior (ver fig. 10.)

Las compuertas se ubican en la entrada de agua de la tubería y pueden adquirir distintas formas (ver fig. 8). Se accionan desde el coronamiento mediante un trinquete manual (ver fig. 9).

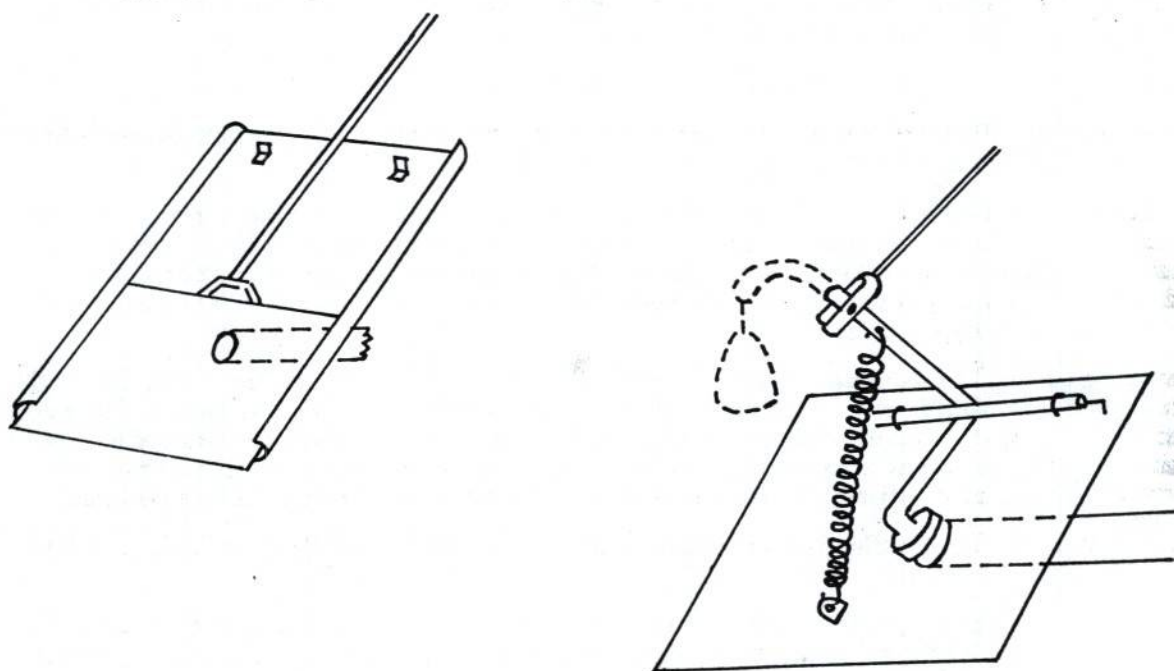


Fig. 8. Tipos de compuerta.

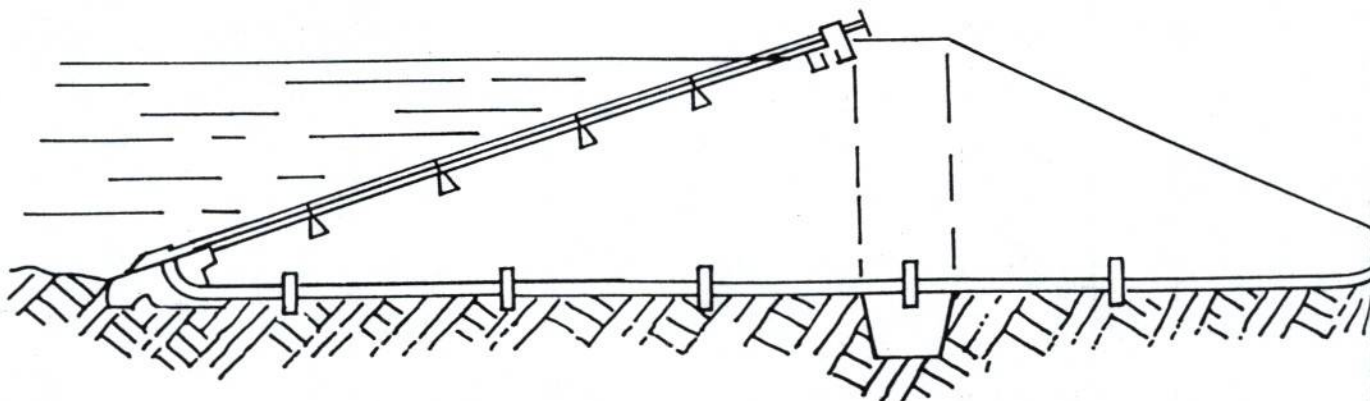


Fig. 9. Compuerta oblicua.

En general, la compuerta es más barata que la válvula para diámetros de tubería de 4" o más, sin embargo no es hermética al 100% y sus partes se ven más expuestas a la oxidación.

Tanto si se va a usar válvula o compuerta, la salida del agua debe rodearse de una cámara de disipación de la energía del chorro, la cual lleva aberturas laterales para la entrega del agua al canal.

Bajo la toma de agua debe quedar una cota de aguas muertas de 40 cm. como mínimo, zona en la cual se van depositando los sedimentos, evitando que se aterre la toma.

9.- CAUSAS DE DESTRUCCION DE UN TRANQUE

La más grave y más frecuente es cuando el agua vierte por encima del dique por insuficiencia del aliviadero.

Existen otras causas de tipo estructural:

Cambios de volumen en la arcilla a consecuencia de alternativas de humedad, originando corrimientos superficiales.

Pérdida de resistencia al esfuerzo cortante de la arena fina por acción de las presiones originadas por el agua que se filtra en la obra (presiones intersticiales). Aparece a consecuencia de no haberse realizado el apisonado convenientemente y, por consiguiente, alcanzar una densidad inferior a la exigible.

Sifonamiento en el cuerpo de obra y, sobre todo, en la fundación. Se motiva por la existencia de grietas o vetas arenosas en la cimentación. Otras veces es consecuencia de la inestabilidad de alguna zona del paramento aguas abajo ante la presión del agua filtrada o de producirse velocidades de filtración capaces de arrastrar en el interior de la obra las partículas más finas.

Grietas debidas a variaciones bruscas de compresibilidad en la fundación o en el cuerpo de la obra.

Es de advertir que el buen funcionamiento y larga duración de la presa dependerán en gran medida de la cuidadosa y correcta construcción, a veces más que de cálculos y materiales.

PATRICIO NOVOA QUEZADA
INGENIERO FORESTAL
ENCARGADO MANEJO DE CUENCAS
PROVINCIA DE CHOAPA

PRESA DE TIERRA

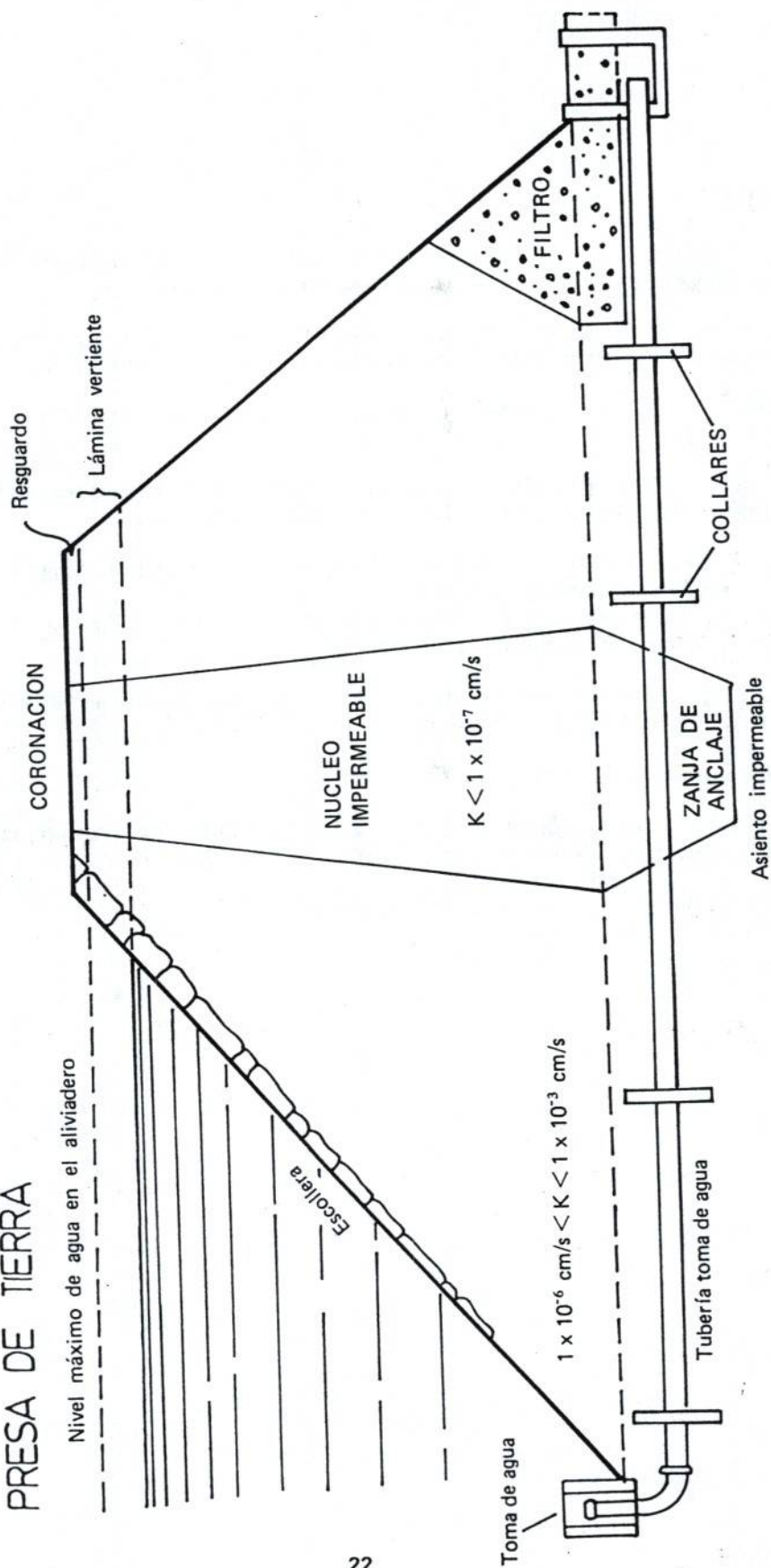


Fig. 10

BIBLIOGRAFIA

1. Aguilo Bonnin, J. Notas sobre terraplenes, diques y presas de tierra. Servicio de Conservación de suelos. Mecanografiado. Madrid.
2. Alvarez, A., Peironcely, J. M. Experiencia Española en el proyecto de las presas de materiales sueltos. Revista Obras Públicas. Mayo 1970.
3. Bureau of Reclamation. Diseño de presas pequeñas. U.S. Dept. of Agr. México. 1966.
4. Lermenda, T. Construcción de muros de tierra para embalses de agua. Mecanografiado. 11 p. s.f. S.n.t. IN: Oficina de Area Choapa.
5. López Cadenas de Llano, Filiberto. Diques para la corrección de cursos torrentiales y métodos de cálculo. Instituto Forestal de Investigaciones y experiencias. Año XXXVI. N° 89. 1965. 216 p. IN: Oficina Area Choapa.
6. ——— Estudio y cálculo de pequeños tranques de tierra. Mecanografiado. s.f., S.n.t. 8 p. IN: Oficina de Area Choapa.
7. Mallet, Ch. Les Barrage en terre. Paris. 1951.
8. Servicio de Conservación de suelos. Proyecto para la construcción de la presa de tierra, de Moncalver, en Sariñena (Huesca). Madrid. s.f.
9. Varlet, H. Barrages réservoirs. Tome III. Paris 1966.

3 p. incias fotocopiadas para
Rodrigo Rojas

INSTRUCTIVO TECNICO N° 3

HIDROGRAMAS DE CRECIDAS Y CONCEPTO DE HIDROGRAMA UNITARIO

1.- INTRODUCCION

Enmarcado en las líneas fijadas para el programa regional, el presente instructivo técnico presenta una visión esquemática de los conceptos de Hidrograma de Crecidas e Hidrograma Unitario, con un pequeño ejemplo de aplicación que permite una mayor comprensión del mismo.

Al igual que los restantes instructivos técnicos posee por norte el clarificar ciertos conceptos, en este caso del tipo hidrológico, destacándose que el instructivo técnico N° 4, en preparación, contendrá otros elementos prácticos y conceptuales, que amplíen lo aquí expuesto.

Se ha preferido separar los documentos aludidos, en aras de una cabal e integral comprensión de lo señalado en ellos.

2.- HIDROGRAMA DE CRECIDAS

Si se analiza el balance hidrológico en una cuenca se observa que del total de agua caída sobre ésta, sólo una parte de ella incrementa el caudal de los ríos en forma inmediata. La diferencia entre el volumen total de agua caída y el volumen que escurre durante la crecida, se conoce como pérdidas de agua.

De estas pérdidas de agua, un porcentaje se pierde definitivamente por evaporación desde el suelo, desde la vegetación que intercepta, o desde los cauces y por la transpiración vegetal, denominándose este porcentaje, déficit de escurrimiento. La porción restante, pasa a las napas freáticas, incrementando así, el volumen del agua subterránea la cual fluye hacia los cauces con gran retardo. De esta forma pasa a constituir el caudal base, que es el que manifiesta el río durante la época de estiaje o durante períodos sin precipitación, conociéndose como escurrimiento subterráneo.

El agua que escurre en forma inmediata, se conoce como escurrimiento superficial o subsuperficial y determina la onda de crecida correspondiente.

Por lo tanto, el escurrimiento total generado por una lluvia, está definido por el escurrimiento superficial, subsuperficial y subterráneo, entendiéndose por flujo subsuperficial, la parte del agua que escurre por las capas superiores del suelo y que por ende, posee un retardo con respecto al superficial, el cual depende de las características geológicas de la cuenca en estudio.

En términos prácticos, es muy difícil establecer qué porcentaje del gasto corresponde a los flujos definidos, ya que por ejemplo un volumen de agua puede escurrir en forma subsuperficial, para luego constituirse en un flujo superficial; por eso, se ha dividido en escurrimiento directo y base, correspondiente el primero al flujo superficial y subsuperficial y el segundo al flujo subterráneo. El estudio de los hidrogramas permite establecer en base a algún criterio, la separación de estos tipos de escurrimiento, entendiéndose por hidrogramas, la relación funcional del gasto v/s tiempo, en que se verifica que el área bajo la curva que así se determina, define el volumen de agua generado en una crecida.

Ahora bien, la separación de los hidrogramas en los dos tipos de escurrimiento

enunciados, se puede lograr por variados métodos que la literatura respectiva brinda. Entre los más utilizados, se destaca aquel que considera el caudal base, siguiendo la tendencia desde antes de la crecida hasta el caudal pico, y desde ahí el caudal base crece hasta el punto, en que se produce el segundo quiebre de la curva de recesión, lo que se ilustra en la figura 1. El punto correspondiente al segundo quiebre, se puede determinar por un gráfico $\ln v/s$ t , que se ilustra en la figura 2.

Definida la separación de hidrogramas, se puede definir la precipitación que ha generado la escorrentía directa, la cual se conoce como precipitación efectiva y que puede expresarse como el cociente entre el volumen escurrido y el área total de la cuenca. Dicho volumen escurrido, no incluye aquel correspondiente al caudal base.

Luego;

$$P_e = \frac{\int (Q_{a(t)} - Q_{b(t)}) dt}{A}$$

en donde:

- P_e = Precipitación efectiva
- A = Área de la cuenca
- Q_a = Flujo total
- Q_b = Flujo base
- t = Tiempo

Además, la precipitación efectiva equivale a una lluvia uniforme caída sobre toda el área de la cuenca con intensidad constante y que escurre totalmente, por lo que equivale a la escorrentía. Luego, otra forma de expresarla es la siguiente:

$$P_e = P - I \text{ (mm)}$$

Donde:

- P_e = Precipitación efectiva
- P = Precipitación total
- I = Pérdidas de agua

En virtud de los conceptos y definiciones enunciadas, es posible estructurar ciertos criterios y la comprensión cabal del ciclo hidrológico, en términos analíticos.

3.- HIDROGRAMA UNITARIO

La forma de un hidrograma cualquiera, depende de los siguientes elementos:

- a) Precipitación efectiva
- b) Área de la cuenca
- c) Forma de la cuenca
- d) Capacidad de almacenaje de la cuenca
- e) Distribución espacial de la precipitación efectiva
- f) Distribución temporal de la precipitación efectiva

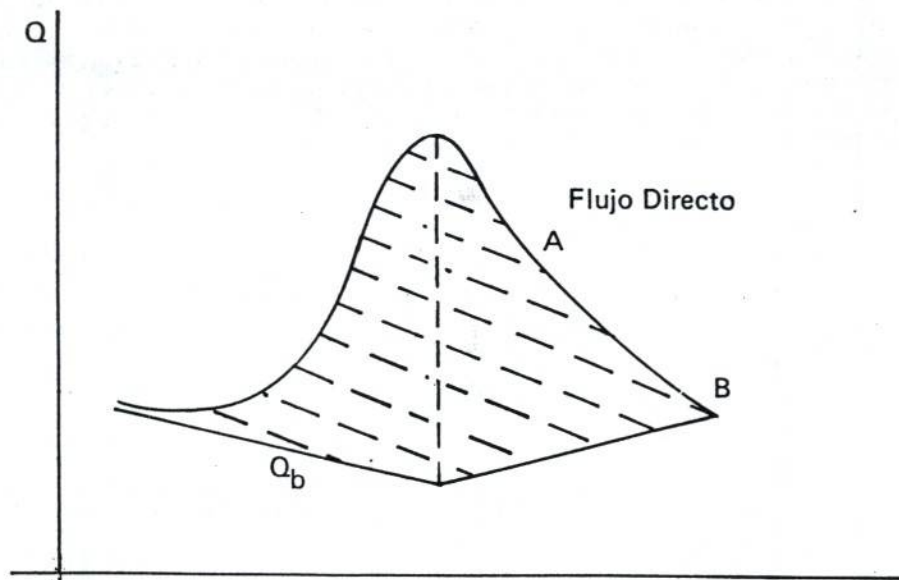


FIGURA 1 : SEPARACION DE HIDROGRAMAS

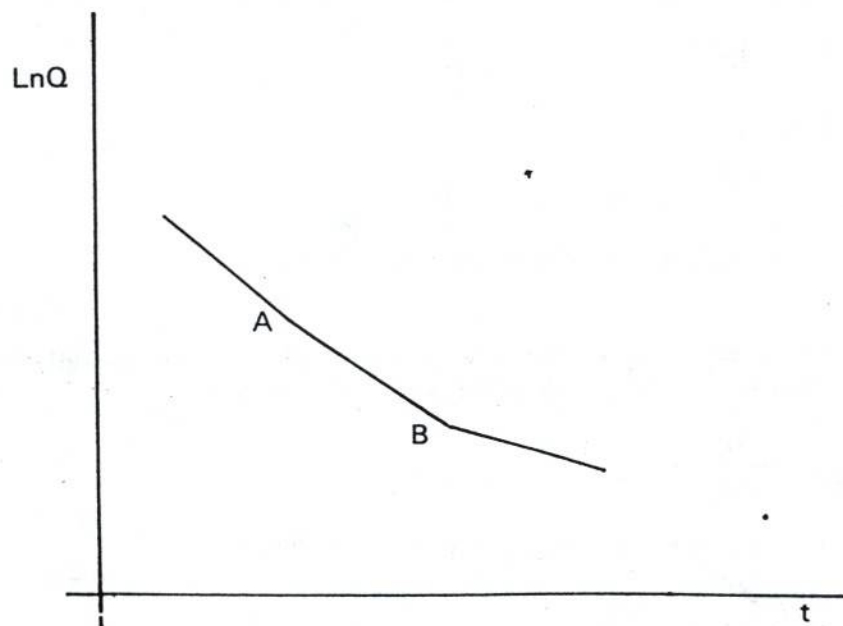


FIGURA 2: CURVA DE RECESION

Si se considera un hidrograma A y un hidrograma B como lo muestra la figura 3, en que ambos son resultantes de dos lluvias efectivas que poseen igual distribución temporal y espacial, y que caen sobre una misma cuenca, pero que denotan montos diferentes de precipitación efectiva, se observa que ambos poseen la misma forma, con la diferencia que los gastos serán proporcionales a las escorrentías.

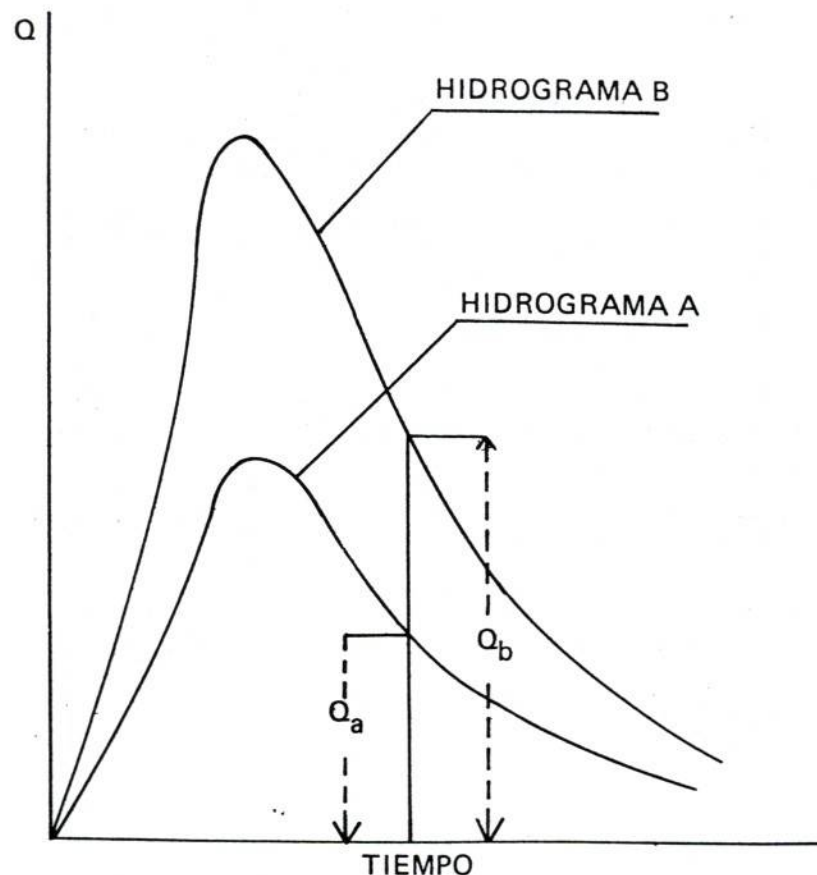


FIGURA 3 : HIDROGRAMA UNITARIO

Si se define m_a y m_b como la precipitación efectiva correspondiente a cada hidrograma puede expresarse lo siguiente:

$$\frac{Q_a}{Q_b} = \frac{m_a}{m_b}$$

Ahora si se asume que $m_a = 1$ se obtiene que:

$$Q_a = \frac{Q_b}{m_b}$$

En otras palabras, se deriva lo que se denomina como hidrograma unitario, en que las ordenadas de éste son las del hidrograma total (Q_b) divididas por la precipitación efectiva.

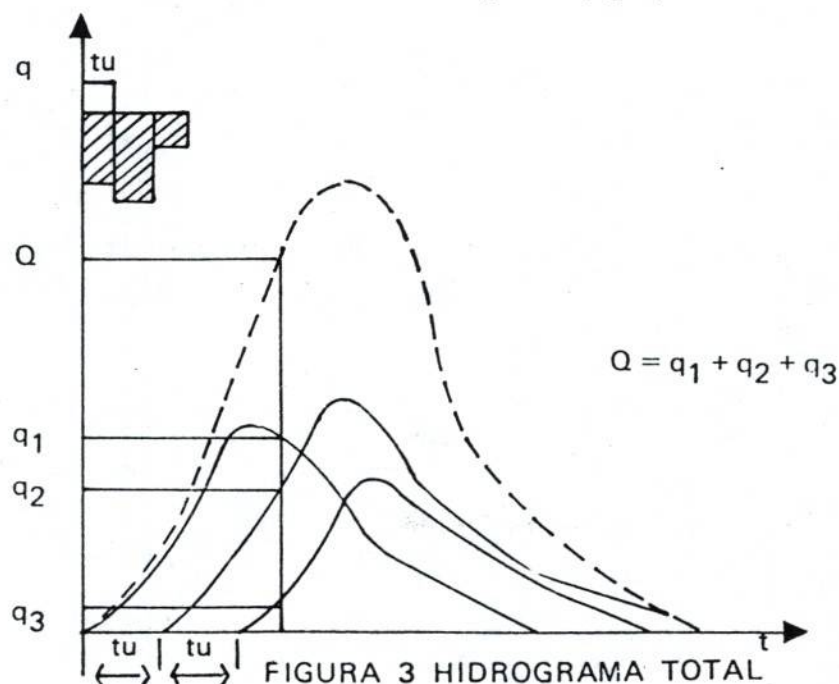
El principio del hidrograma unitario fue introducido en 1932 por el

ingeniero L. K. Sherman, quien definió una serie de términos y supuestos que en síntesis son los siguientes:

- Se define como precipitación unitaria, la precipitación caída sobre la totalidad de la cuenca en un tiempo unitario (t_u) y cuya magnitud como escorrentía sea también unitaria (1 mm).
- Se define como hidrograma unitario a aquel producido por una precipitación unitaria.
- Se asume que existe una relación lineal entre la precipitación efectiva y el gasto.
- El término duración de la lluvia unitaria está referido a la duración de la lluvia que produce escorrentía, es decir, es la precipitación efectiva equivalente a 1 mm y de la cual resulta el hidrograma unitario.
- Se define como tiempo de concentración o retardo, el lapso transcurrido entre el centroide del hietograma y el pico del hidrograma unitario.

En función de lo anterior, Sherman estableció lo siguiente:

- Toda precipitación unitaria, de igual tiempo unitario, que cae sobre una misma unidad hidrográfica, produce un mismo hidrograma denominado hidrograma unitario.
- Toda precipitación cuyo monto sea "n" veces la precipitación unitaria en un mismo tiempo, genera un hidrograma análogo al hidrograma unitario, en que las ordenadas o gasto son "n" veces las correspondientes al hidrograma unitario, con "n" ≥ 1 .
- Cualquier hidrograma generado por una precipitación cuya duración es "m" veces el tiempo unitario, con "m" entero, puede obtenerse de la suma de "m" hidrogramas unitarios, ponderados por la precipitación de la cuenca, verificándose una desfase igual al tiempo unitario entre cada uno de estos hidrogramas (fig. 2).



4.- EJEMPLO PRACTICO

La forma de conseguir un hidrograma unitario varía según la literatura consultada, pudiendo éste ser originado en términos sintéticos o a partir de crecidas controladas. Sin embargo, de ello tratará con mayor énfasis el instructivo técnico N° 4; por ahora, se estudiará la aplicación del hidrograma unitario, para conseguir un hidrograma de crecidas.

Suponga, que por una metodología aceptada se posee el siguiente hidrograma unitario para una cuenca X, es decir, es el hidrograma generado, por una precipitación efectiva de un milímetro (1 mm).

| HORA | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 33 | 36 | 39 |
|----------------------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Q(m ³ /S) | 0.0 | 0.19 | 0.38 | 0.56 | 0.75 | 0.84 | 0.73 | 0.63 | 0.52 | 0.42 | 0.32 | 0.21 | 0.10 | 0.00 |

De la información entregada, se desprende que el tiempo unitario considerado es de tres horas, por ello, la precipitación efectiva a ser considerada, debe estar enmarcada en ese lapso. Así, si la precipitación hubiese durado como máximo tres horas, y ese monto hubiese sido de 3,1 mm. con una pérdida de 1,3 mm., se estaría frente a una precipitación efectiva de 1,8 mm. y para obtener el hidrograma de crecidas, bastaría ponderar cada ordenada de caudal, por 1,8.

Ahora bien, si se supone la siguiente tabla de precipitación efectiva,

| | | | | | |
|----------------|---|-----|-----|-----|-----|
| Tiempo (hrs.) | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 |
| PP efect. (mm) | 0 | 2,4 | 3,0 | 0,0 | 2,1 |

para determinar el hidrograma de crecida en esta tormenta, se pondera cada valor de precipitación efectiva por las ordenadas del hidrograma unitario, con una desfase para cada valor igual al tiempo unitario, en este caso tres horas y luego se suman estas resultantes en sentido horizontal.

| TIEMPO | Qu m ³ /S | VALORES PRECIPITACION EFECTIVA | | | | Q DE CRECIDA m ³ /S |
|--------|-------------------------|--------------------------------|------|-----|------|-----------------------------------|
| | | 2.4 | 3.0 | 0.0 | 2.1 | |
| 0 | 0 | 0 | | | | 0 |
| 3 | 0.19 | 0.46 | 0 | | | 0.46 |
| 6 | 0.38 | 0.91 | 0.57 | 0.0 | | 1.48 |
| 9 | 0.56 | 1.34 | 1.14 | 0.0 | 0 | 2.48 |
| 12 | 0.75 | 1.80 | 1.68 | 0.0 | 0.40 | 3.88 |
| 15 | 0.84 | 2.02 | 2.25 | 0.0 | 0.80 | 5.07 |
| 18 | 0.73 | 1.75 | 2.52 | 0.0 | 1.18 | 5.45 |
| 21 | 0.63 | 1.51 | 2.19 | 0.0 | 1.58 | 5.28 |
| 24 | 0.52 | 1.25 | 1.89 | 0.0 | 1.76 | 4.90 |
| 27 | 0.42 | 1.01 | 1.56 | 0.0 | 1.53 | 4.10 |
| 30 | 0.32 | 0.77 | 1.26 | 0.0 | 1.32 | 3.35 |
| 33 | 0.21 | 0.50 | 0.96 | 0.0 | 1.09 | 2.55 |
| 36 | 0.10 | 0.24 | 0.63 | 0.0 | 0.88 | 1.75 |
| 39 | 0.00 | 0.00 | 0.30 | 0.0 | 0.67 | 0.97 |
| 42 | — | | 0.00 | 0.0 | 0.44 | 0.44 |
| 45 | — | | | 0.0 | 0.21 | 0.21 |
| 48 | — | | | | 0.00 | 0.00 |
| 51 | — | | | | | |

Luego, de esta forma es posible construir el hidrograma de crecidas para una cuenca con el hidrograma unitario de la columna 2 y para una tormenta con la precipitación efectiva descrita.

Sin embargo, es importante destacar que el caudal de crecida corresponde sólo al caudal directo, no incluyendo el gasto base correspondiente al escurrimiento subterráneo, el cual debe ser determinado de la forma mencionada en el punto 2, o bien mediante algún método empírico. Luego el caudal o flujo total será igual al determinado por el flujo directo o de crecida, más el caudal base; no obstante, en cuencas pequeñas sin caudal constante, es posible despreciar el flujo base, igualando el caudal total al directo.

NOTA: Los puntos 2 y 3, corresponden a extractos de la tesis de grado signada con el punto 2 en la bibliografía.

ROBERTO PIZARRO TAPIA
INGENIERO FORESTAL
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO
DE CUENCAS Y CONTROL DUNAS



BIBLIOGRAFIA:

1. Benítez, A. 1981. Estimación de escorrentías y crecidas en la zona de canales de riego, del embalse Convento Viejo. Santiago, Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Riego. p.i.
2. Gálvez, M. y Pizarro, R. 1983. Implementación de un modelo de simulación para la estimación de caudales de crecida de la cuenca del estero Nilahue. Tesis Ingeniería Forestal. Santiago, Universidad de Chile, Escuela de Ingeniería Forestal. p.i.

INSTRUCTIVO TECNICO N° 4

HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER

1.- INTRODUCCION

Como se señaló precedentemente en el instructivo técnico N° 3, el presente documento contempla el estudio de generación de hidrogramas unitarios sintéticos, en especial el de Snyder adaptado a Chile.

Cabe destacar que esta metodología posee algunos elementos que pueden ser cuestionados, sin embargo, presenta una validez no compartida por otros métodos, en cuanto a los resultados que arroja por lo cual su uso es importante en cuencas que no poseen información adecuada, sumado a lo anterior, el hecho de que ha sido sometida a constantes revisiones que avellan su utilización en Chile.

2.- DETERMINACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER

2.1 Definición de conceptos previos:

Previo a la determinación misma se definirán ciertos conceptos útiles a la interpretación de cualquier hidrograma.

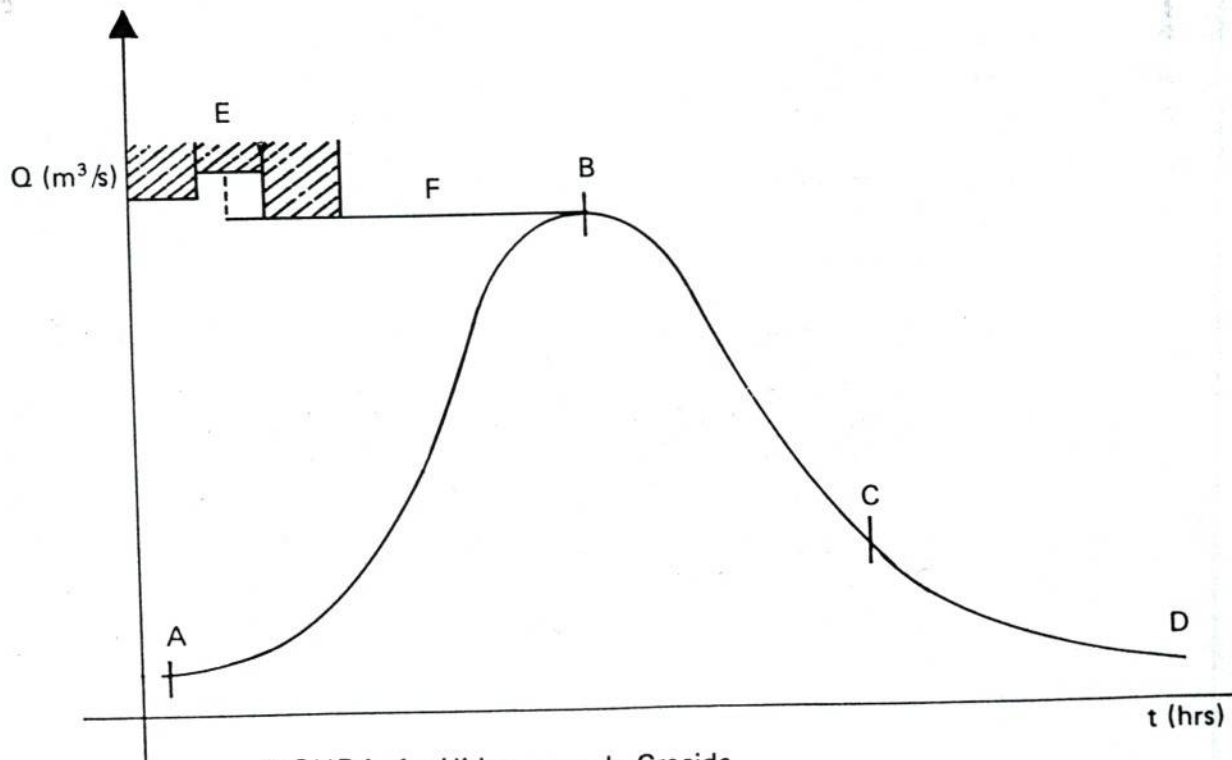


FIGURA 1 : Hidrograma de Crecida

- I. Curva de Crecida: Corresponde a la parte del hidrograma comprendida entre los puntos A y B, entre los cuales se inicia la subida, alcanzándose el caudal pico.
- II. Caudal pico: Refleja el caudal máximo alcanzado por la tormenta, el cual se representa en el punto B.
- III. Curva de Bajada: Define el descenso en el tiempo, del caudal que presenta el hidrograma, y es el tramo comprendido entre los puntos B y C.
- IV. Curva de Agotamiento: Está determinada por la rama CD, en la que teóricamente, los caudales proceden exclusivamente de alimentación subterránea.
- V. Tiempo de subida: Es el tiempo comprendido entre los puntos A y B.
- VI. Tiempo base: es aquel tiempo que incluye los puntos A y C.
- VII. Tiempo de retardo: Tiempo comprendido entre el centro de masa de la precipitación representada por el hietograma y el caudal pico. Se define por la letra F.
- VIII. Hietograma: Se representa en la figura 1 por la letra E, y es un diagrama representativo de las intensidades de precipitación en función del tiempo.
- IX. Tiempo de concentración: Término teórico, que define el tiempo necesario para que el escurrimiento superficial se movilice desde el punto más remoto de la cuenca, hasta el lugar de control. Por la dificultad práctica que implica su determinación, se asimila al tiempo de retardo.

2.2 Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Este hidrograma unitario, que define las características de escorrentía de una cuenca en virtud de elementos geomorfológicos y de ciertas constantes, fue definido por Snyder (4) en 1938, el cual fue utilizado indiscriminadamente en el país, hasta el año 1974, en que Rodríguez (2) lo define y adapta a la zona central de Chile. Posteriormente Benítez (1) lo modifica aún más estableciendo los parámetros para la zona de Convento Viejo, VI Región.

Esta última versión será la que se entregará, dado que es la más acabada y confiable, además de haber sido determinada en una zona semiárida como la IV Región. Basado en ello, las constantes de Snyder que se sugiere utilizar en la IV Región, son las definidas para Convento Viejo Río Chimbarongo, y que se señalarán posteriormente.

2.2.1 Determinación del H.U.S. de Snyder

En este punto, se presenta a continuación la forma de calcular los diferentes parámetros para el H.U.S.

D

(hrs)

2.2.1.1 Tiempo de retardo, (t_p).

Este se calcula a partir de la expresión propuesta por Lynsley, Kohler y Paulhus (4), la cual es:

$$t_p = Ct \cdot \left[\frac{L \cdot L_g}{\sqrt{S}} \right]^{0.38} \quad (\text{hrs}) \quad (1)$$

Donde;

t_p = tiempo de retardo de la hoya

L = longitud del curso principal

L_g = distancia desde el desagüe de la hoya, hasta el punto más cercano sobre la corriente, al centroide de la cuenca.

Ct = coeficiente de Snyder.

S = pendiente media de la cuenca (definida en instructivo técnico N° 1 por la expresión de Mocionita).

2.2.1.2 Tiempo Unitario

$$t_u = \frac{t_p}{5,5} \quad (2)$$

Donde;

t_u = tiempo unitario

Si el valor de t_u no es entero, se aproxima a un valor fácilmente utilizable, por lo cual se transforma en t_u' , quedando la expresión como sigue:

$$t_u' = t_u + \Delta u \quad (\text{hrs}) \quad (3)$$

Luego, y en este caso, se modifica también t_p por un t_{pm} .

$$t_{pm} = t_p + 0,25 (t_u' - t_u) \quad (\text{hrs}) \quad (4)$$

Ahora bien, se recomienda no corregir si el valor modificado de t_u' , queda dentro del siguiente intervalo.

$$t_u - 10\% \leq t_u' \leq t_u + 10\% \quad (5)$$

Por lo cual, en este caso tampoco se modifica t_p .

2.2.1.3 Tiempo base (T_b)

El H.U.S. es de tipo triangular, como se puede apreciar en la figura 2.

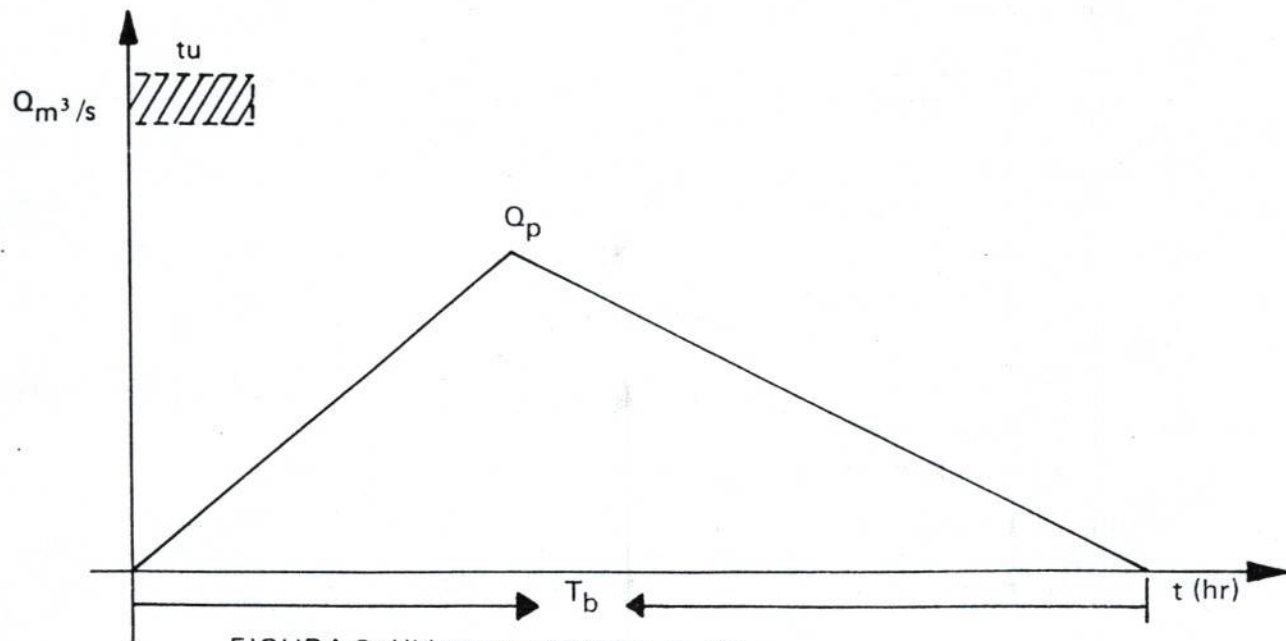


FIGURA 2: Hidrograma Unitario Sintético

El volumen (V) de la crecida unitaria, estará dado por el área bajo la curva, lo cual se expresa como la superficie del triángulo.

Luego;

$$V = \frac{1}{2} \cdot T_B \cdot Q_p \cdot 3600 \text{ (m}^3\text{)} \quad (6)$$

Donde;

T_B = tiempo base en hrs.

Q_p = caudal en m^3/s

De la expresión anterior se deriva que:

$$T_B = \frac{2 \cdot V}{Q_p} \cdot \frac{1}{3600}$$

Por otra parte, se sabe que este volumen es igual a:

$$V = A \cdot P_e \quad (8)$$

Donde;

V = volumen de la crecida en m^3

A = área de la cuenca en m^2

P_e = precipitación efectiva unitaria, es decir 0.001 m.

Reemplazando (8) en (7), queda:

$$T_B = \frac{2 \cdot A \cdot P_e}{Q_p} \cdot \frac{1}{3600} \quad (9)$$

con lo cual se obtiene,

$$T_B = \frac{A}{1.8 \cdot Q_p} \quad (10)$$

Donde;

A = Area en Km²

Q_p = caudal en m³/S

2.2.1.4 Caudal pico (Q_p)

Por medio de la expresión propuesta por Snyder, se tiene:

$$q_p = C_p \cdot \frac{275}{t_p} \quad (11)$$

Donde;

q_p = caudal en l/S/km²

C_p = constante de Snyder

t_p = tpm si corresponde

Si la expresión (11) se pondera por el área de la cuenca y se divide por mil, se obtiene el caudal pico en m³/S

$$Q_p = A \cdot q_p \cdot 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/S)} \quad (12)$$

Por otra parte si se considera la ecuación (10), y en ella se reemplaza Q_p por lo señalado en (12), se tiene que el tiempo base también puede ser calculado como;

$$T_B = \frac{1}{q_p \cdot 0,0018} \text{ (hrs)} \quad (13)$$

2.2.1.5 Constantes Ct y Cp;

Para la determinación de estas constantes, se precisa de contar con crecidas controladas de tal manera que de las ecuaciones en que se incluyen, pueda ser despejado matemáticamente su valor. Sin embargo son muy escasas las estaciones que cuentan con la información confiable, por lo cual como se señaló precedentemente se recomienda usar los valores obtenidos por Benítez (1) en crecidas controladas en el río Chimbarongo.

Así se determinó que:

$$C_t = 0,76$$

$$C_p = 0,73$$

2.2.2 Ejemplo práctico

Suponga que para una determinada cuenca, se poseen los siguientes datos;

$$L = 35,5 \text{ km}$$

$$L_g = 20,0 \text{ km}$$

$$A = 216 \text{ km}^2$$

$$S = 0,121$$

Con éstos se puede construir el H.U.S., por los siguientes parámetros.

a) Tiempo de retardo; (t_p)

$$t_p = 0,76 \left[\frac{35,5 \cdot 20,0}{\sqrt{0,121}} \right]^{0,38} = 13,76 \text{ (hr)}$$

b) tiempo Unitario: (t_u)

$$t_u = \frac{13,76}{5,5} = 2,5 \text{ hr.}$$

En este caso se aproxima al nivel superior, y se encuentra un $t_u' = 3 \text{ hr.}$, más fácil de trabajar.

Por lo anterior, t_p se modifica a t_{pm}

$$t_{pm} = 13,76 + 0,25 \cdot 0,5 \approx 14 \text{ hr.}$$

c) Caudal pico (Q_p)

$$q_p = 0,73 \cdot \frac{275}{14} = 14,34 \text{ l/S/km}^2$$

$$Q_p = 216 \cdot 14,34 \cdot 10^{-3} = 3,1 \text{ m}^3/\text{S}$$

d) Tiempo base (T_B)

$$T_B = \frac{216}{1,8 \cdot 3,1} = 39 \text{ hr.}$$

Con los antecedentes de que se dispone, se puede construir el H.U.S., por interpolación, como se demuestra en la figura 3.

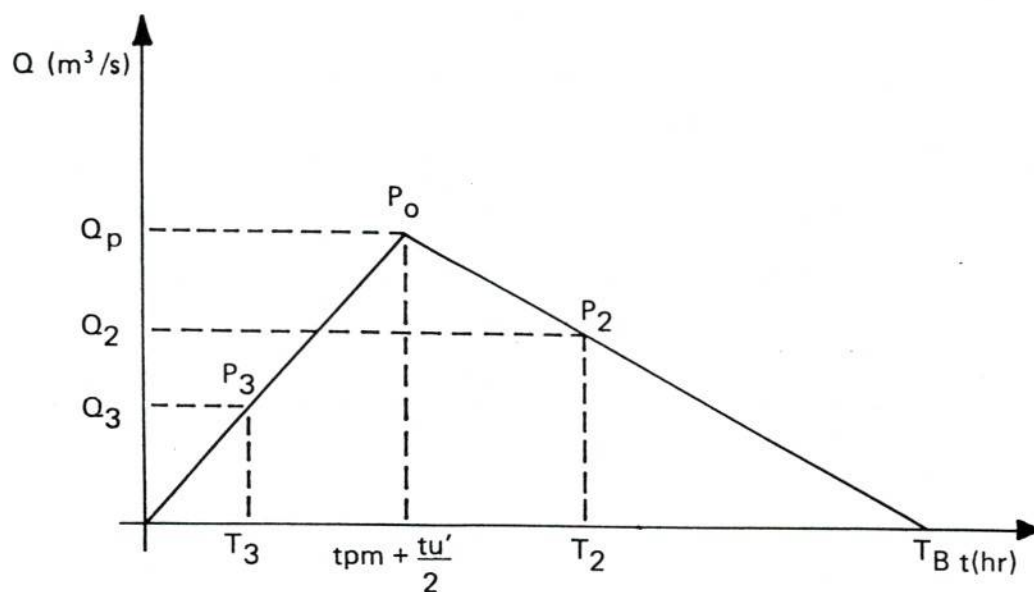


FIGURA 3: H.U.S ya definido.

Si no ha existido transformación de tu a tu' , la coordenada del punto, P_0 es $(t_p + \frac{tu}{2}, Q_p)$

Los demás puntos de caudal para los distintos tiempos, se pueden obtener por interpolación, como se muestra en la figura 3 para P_2 y P_3 .

3.- CONSIDERACIONES

- 3.1 El H.U.S. es una herramienta que permite obtener estimaciones confiables en la medida que sean, incorporadas todas las variables en la forma más precisa posible. Sin embargo, no es determinístico, y no pasa de ser una estimación.
- 3.2 Para elaborar el hidrograma de crecidas, es necesario contar con información pluviométrica acorde con el tiempo unitario calculado. En caso contrario, es necesaria la presencia de una estación pluviográfica en que la intensidad de precipitación pueda ser determinada; si aún no se cuenta con ésta, deberá ubicarse alguna cercana a la cuenca en estudio, y asimilar el patrón de precipitación de ella a la estación pluviométrica, para de esta manera distribuir el monto de precipitación de esta última, conforme al tiempo unitario.
- 3.3 Sumado al anterior punto, surge el hecho de que es necesario contar con la precipitación efectiva, es decir, la precipitación total caída, descontadas las pérdidas. Para ello, se pueden utilizar los valores entregados por Gálvez y Pizarro (3), y que se presentan en la siguiente tabla, los cuales son admisibles para la VI Región.

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|---|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Tiempo (hr) | 0 | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 33 | 36 | 39 |
| Pérdidas (mm) | 0 | 15,9 | 11,7 | 9,8 | 8,6 | 7,8 | 7,2 | 6,7 | 6,3 | 6,0 | 5,7 | 5,5 | 5,2 | 5,1 |

| | | | | | | | |
|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| (Cont.) Tiempo (hr) | 42 | 45 | 48 | 51 | 54 | 57 | 60 |
| Pérdidas (mm) | 4,9 | 4,8 | 4,6 | 4,5 | 4,4 | 4,3 | 4,2 |

3.4 Para ejemplificar lo anterior, se recurrirá al siguiente ejercicio:

| TIEMPO (hr) | p_p | PERDIDAS | p_p EFECTIVA |
|-------------|-------|----------|----------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 10 | 15,9 | 0 |
| 6 | 15 | 11,7 | 0 |
| 9 | 12 | 9,8 | 0 |
| 12 | 19 | 8,6 | 10 |
| 15 | 22 | 7,8 | 14,2 |
| 18 | 12 | 7,2 | 4,8 |
| 21 | 10 | 6,7 | 3,3 |
| 24 | 9 | 6,3 | 2,7 |
| 27 | 8 | 6,0 | 2,0 |

Así se aprecia que las pérdidas se acumulan en el tiempo, y sólo una vez que el monto de precipitación supera este déficit puede llegarse a producir la escorrentía directa.

3.5 De todo lo expuesto anteriormente, se deduce que es importante contar con información propia de la zona, no obstante que se piensa, es una estimación confiable en términos referenciales.

Sin embargo, ello no perjudica el hecho de que los ingenieros que trabajen en el H.U.S. de Snyder, puedan en la medida de sus posibilidades, calcular los parámetros C_t , C_p y las pérdidas.

3.6 Si se cuenta con la precipitación efectiva para una tormenta y con el H.U.S., es posible construir el hidrograma de crecidas para una cuenca determinada.

ROBERTO PIZARRO TAPIA
INGENIERO FORESTAL
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO
DE CUENCAS Y CONTROL DUNAS

BIBLIOGRAFIA

1. Benítez, A. 1981. Estimación de escorrentías y crecidas en la zona de canales de riego, del embalse Convento Viejo. Santiago, M.O.P. Dirección de Riego p.i.
2. Benítez, A. y Rodríguez, C. 1974. Método para la determinación de hidrogramas unitarios sintéticos en Chile. Memoria Ingeniería Civil. Santiago, Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, 84 p.
3. Gálvez, M. y Pizarro, R. 1983. Implementación de un modelo de simulación para la estimación de caudales de crecida en la cuenca del estero Nilahue. Tesis Esc. Ing. Forestal. Universidad de Chile.
4. Linsley, R., Kohler, M. y Paulus, J. 1977. Hidrología para ingenieros. Bogotá, Mc Graw - Hill Latinoamericana. 386 p.
5. López Cadenas de Llano, F. y Pérez Soha A. 1983. Seminario en cuencas de montaña. Córdoba, Argentina. Centro de Investigaciones Hídricas de la Región Semiárida. 9 V.
6. Ministério das Relacoes Exteriores. 1983. Glossário de termos hidrológicos. Brasília.

INSTRUCTIVO TECNICO N° 5

DETERMINACION DE VALORES PROBABILISTICOS PARA VARIABLES HIDROLOGICAS

1. INTRODUCCION

El presente documento constituye una continuación de los anteriores y enmarcado en las líneas de acción del programa de Manejo de Cuencas Regional.

En este caso, se pretende entregar una metodología que permita predecir con cierta probabilidad los valores que puede tomar una variable hidrológica, en función de la información de que se disponga, planteándose lo anterior, en valores máximos probables, aplicando la ley de distribución de Gumbel, y asociado esto, a algunas pruebas de bondad de ajuste.

Se plantea la utilización de la ley de distribución de Gumbel, dado que ella ha demostrado poseer una adecuada capacidad de ajuste, a valores máximos de: caudales, precipitación en distintos períodos de tiempo, aportaciones anuales, etc. Además, se entrega una prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov, un cálculo del coeficiente de determinación, y ello asociado a un ejemplo práctico.

2.- AJUSTE A LA FUNCION DE GUMBEL

2.1 Definición de la función de Gumbel

Una variable aleatoria ξ sigue una distribución de probabilidad de Gumbel, si:

$$F(X) = P [\xi \leq X] = e^{-e^{-d(x-u)}} \quad , \text{ con } -\infty \leq x \leq \infty \quad (1)$$

y donde x presenta el valor a asumir por la variable aleatoria, con d y u parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Despejando x de (1), queda;

$$X = u - \frac{\ln(-\ln F(X))}{d} \quad (2)$$

Para la determinación de los parámetros d y u , se utilizan las siguientes expresiones que los definen:

$$u = \bar{x} - 0,450047 \cdot S \quad (3)$$

$$\frac{1}{d} = 0,779696 \cdot S \quad (4)$$

donde:

\bar{x} = media aritmética de la serie de datos considerados.

S = desviación típica de la muestra de datos considerados.

Los valores 0,450047 y 0,779696, son válidos para un número de cincuenta datos. Sin embargo, Heras (2), los señala como admisibles para cualquier tamaño de población, en virtud de la escasa relevancia que poseen.

Luego, es posible determinar la función de Gumbel, con la información entregada precedentemente.

De la ecuación (2), se desprende que es dable encontrar, para una probabilidad determinada, un valor para la variable aleatoria. Así, si se le aplica una probabilidad, de al menos 0,9 y se obtiene un valor K, implica que en el noventa por ciento de los casos cabe esperar un valor de $x \leq K$.

2.2 Determinación de la Probabilidad

Para conseguir definir la probabilidad implícita es preciso consignar dos conceptos previos, que son el período de retorno y la probabilidad de excedencia.

2.2.1 Período de Retorno: se define como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales. Sea ese tiempo, T.

2.2.2 Probabilidad de Excedencia: es la probabilidad asociada al período de retorno.

$$\text{Así: } P \text{ excedencia} = P(x) = \frac{1}{T}$$

En otras palabras, la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor igual o inferior a cierto número X, está dado por la función de distribución de probabilidad F (X).

$$F(X) = \int_{-\infty}^x f(x) dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T}$$

luego, la probabilidad de que x sea mayor que X está dada por la función complementaria.

$$P(x > X) = 1 - F(X) = \frac{1}{T}$$

3.- PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Se entiende por bondad de ajuste, la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio.

Para la estimación de la bondad de ajuste, existen variadas pruebas, las cuales poseen distinto grado de efectividad.

En el presente documento se entrega el test de Kolmogorov y el coeficiente de determinación.

3.1 Test de Kolmogorov:

Para la aplicación del test señalado, es necesario determinar la frecuencia observada acumulada.

Para la frecuencia observada en el caso especial de Gumbel, se ordena la información de menor a mayor y se aplica:

$$F_n(x) = \frac{n}{N} \text{ donde } F_n(x) = \text{frecuencia observada acumulada.}$$

$$n = N^\circ \text{ total de orden.}$$

$$N = N^\circ \text{ total de datos.}$$

En el caso de la frecuencia teórica acumulada, ésta se determina a través de la función de Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-u)}}$$

Una vez determinadas ambas frecuencias, se obtiene el supremo de las diferencias entre ambas, en la i -ésima posición de orden, que se denomina D .

$$D = \sup |F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Luego, asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra, se establece lo siguiente:

Si $D < D_{\text{tabla}}$, se acepta que el ajuste es adecuado, con el nivel de confiabilidad asumido.

3.2 Coeficiente de Determinación:

Se encuentra definido por la siguiente expresión:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x)_i)^2}{\sum (F_n(x)_i - \overline{F_n(x)})^2}$$

donde;

$$R^2 = \text{Coeficiente de determinación } 0 \leq R^2 \leq 1$$

$$\overline{F_n(x)} = \text{Media de las frecuencias observadas acumuladas.}$$

El coeficiente de determinación señala qué proporción de la variación total de las frecuencias observadas, es explicada por las frecuencias teóricas acumuladas.

4.- EJEMPLO PRACTICO

4.1 Ajuste a Gumbel:

Se desea conocer la ley de distribución de las precipitaciones máximas en 24 horas, de la estación Monte Patria provincia de Limarí. Para ello, se dispone de los siguientes datos.

| AÑO | 70 | 71 | 72 | 75 | 77 | 78 | 79 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|
| pp máxi- mas en 24 hrs. | 18.0 | 35.5 | 47.5 | 65.0 | 21.0 | 30.0 | 3.5 | 56.0 | 40.0 | 42.5 | 78.0 | 82.0 |

CUADRO N° 1: Precipitaciones máximas en 24 horas.

De lo expuesto, se deduce que se cuenta con una información de doce años, y además que los montos denotan una extrema variabilidad.

En relación al primer aspecto, es un denominador común en muchas estaciones del país, la carencia de series hidrológicas consistentes, por lo cual es difícil soslayarlo. En cuanto a la variabilidad, es preciso destacar que las zonas áridas se caracterizan por presentar este elemento como característica de la distribución y monto de las precipitaciones.

No obstante lo anterior, y como se tiende a estimar valores máximos, se puede obviar este último aspecto considerando las dos o tres precipitaciones máximas anuales, para con esta nueva serie de datos elegir un número equivalente al número de años considerado, o bien un número mayor.

Luego, el enfrentamiento de este problema es resorte del criterio que el ingeniero utilice para tomar la decisión, y la cual sólo podrá ser calificada a la luz de los antecedentes que cada situación denote. Así, para el caso en cuestión, se trabajará con la información de precipitación máxima anual en 24 horas, toda vez que se trata de un ejercicio metodológico.

| PRECIP. MAXIMA EN 24 HRS (1) | | F. RELATIVA ACUMULADA $F_n(x) = n/N$ (2) | F. TEORICA ACUMUL. $F(x)$ (3) |
|---------------------------------|------|---|----------------------------------|
| 1. | 2.5 | 0.033 | 0.090 |
| 2. | 18.0 | 0.167 | 0.114 |
| 3. | 21.0 | 0.250 | 0.158 |
| 4. | 30.0 | 0.333 | 0.320 |
| 5. | 35.4 | 0.417 | 0.427 |
| 6. | 40.0 | 0.500 | 0.513 |
| 7. | 42.5 | 0.533 | 0.557 |
| 8. | 47.5 | 0.667 | 0.639 |
| 9. | 56.0 | 0.750 | 0.753 |
| 10. | 65.0 | 0.833 | 0.839 |
| 11. | 78.0 | 0.917 | 0.916 |
| 12. | 82.0 | 1.000 | 0.932 |

CUADRO N° 2: Datos para Gumbel y Bondad de Ajuste.

Con los datos de la columna 1, se determina que:

$$\bar{x} = 43,25 \quad S = 23,97$$

Luego los parámetros u y d quedan:

$$u = \bar{x} - 0,450047 \cdot S = 43,25 - 0,450047 \cdot 23,97 = 32,46$$

$$d = \frac{1}{0,779696 \cdot 23,97} = 0,0535$$

Por consiguiente, la función de Gumbel se define como:

$$F(X) = e^{-e^{-0,0535(x-32,46)}} \quad (1)$$

Por otra parte, aplicando la expresión n/N , se obtiene la frecuencia observada acumulada, la cual se expresa en la columna (2) del cuadro N° 2. Asimismo, reemplazando en la ecuación (1) los valores de x , se obtienen las frecuencias teóricas acumuladas las cuales constituyen la columna (3) del cuadro N° 2.

4.2 Aplicación de Kolmogorov.

Con la información del cuadro N° 2, se busca el $\text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i| = D$. En este caso, corresponde a $D = 0,092$ en el tercer valor del cuadro mencionado.

Con un 95% de confiabilidad y $n = 12$, se obtiene un valor de tabla $D_t = 0.375$.

Luego $D < D_t$, por consiguiente se acepta con 95% de seguridad que el ajuste es bueno.

4.3 Aplicación del Coeficiente de Determinación:

Utilizando la ecuación descrita en 3.2., y las columnas 2 y 3 del cuadro N° 2, queda:

$$R^2 = 1 - \frac{0,01789}{0,99327} = 0,982$$

Luego se considera que el modelo elegido, explica en un 98,2% las variaciones de las frecuencias observadas, lo cual es muy bueno.

4.4 Utilidad Práctica del Ajuste a Gumbel:

Una vez que se ha validado el ajuste a la función de Gumbel, resta definir la utilidad que esto puede determinar.

En este marco, si de la ecuación,
 $F(x) = e^{-e^{-0,0535(x-32,46)}}$
 se despeja x , queda:

$$X = 32.46 - \frac{\ln[-\ln F(x)]}{0,0537}$$

Por consiguiente, para determinar los montos de precipitación en 24 horas, asociados a un período de retorno y a una probabilidad, se aplica la ecuación anterior, y se obtienen los X_i .

| Período de retorno T (años) | $1 - \frac{1}{T} = F(X)$ | X_i (pp. máxima en 24 horas) |
|--------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| 10 | 0,900 | 74,52 |
| 20 | 0,950 | 87,98 |
| 30 | 0,967 | 95,91 |
| 40 | 0,975 | 101,17 |
| 50 | 0,980 | 105,39 |
| 100 | 0,990 | 118,44 |

CUADRO N° 3: Precipitaciones máximas en 24 horas asociadas a un período de retorno.

Luego, se puede deducir del cuadro anterior, que existe un uno por ciento de probabilidad, de que sean superados los 118.44 mm. en 24 horas de precipitación, y lo cual corresponde a un evento centenario; en otras palabras, existe un 99% de probabilidades de que el año 1985, la precipitación en 24 horas sea menor o igual a 118.44 mm. Similar análisis, puede realizarse para todos los períodos de retorno involucrados.

No obstante lo anterior, se recomienda que los períodos de retorno considerados, no incluyan un número mayor de información que el doble o el triple como máximo, de la longitud de la serie de datos en estudio. En este caso, como la información base corresponde a 12 años, se recomienda no exceder de 24 años o un máximo de 36 años, dado que la serie estadística no presenta una longitud adecuada. Por ello, se recomienda el valor de $T = 30$, como intermedio de lo señalado precedentemente; el considerar mayor número de años no posee sentido desde el punto de vista estadístico.

Conforme se recopile una mayor información, las predicciones a realizar poseerán mayor consistencia, y por ende, una mayor probabilidad de acierto. Por ello, año a año deben ser revisadas y completadas.

Por otra parte, se plantea que este tipo de estudios posee validez en un gran cúmulo de variables hidrológicas, y además, puede ser aplicado en cálculo de caudales máximos por ejemplo, tema que será tratado en un próximo instructivo.

Finalmente, es importante señalar que sobre la metodología empleada puede surgir algún cuestionamiento, hecho totalmente válido, si se considera que no existen vías de solución de problemas totalmente definidas, por ello, lo expresado anteriormente más que una metodología, constituye una proposición.

ROBERTO PIZARRO T.
INGENIERO FORESTAL
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO
DE CUENCAS Y CONTROL DUNAS

Tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov²

| Tamaño de la muestra (n) | Nivel de significancia para $D = \text{máximo } F(x) - S_n(x) $ | | | | |
|---------------------------------------|--|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | .20 | .15 | .10 | .05 | .01 |
| 1 | .900 | .925 | .950 | .975 | .995 |
| 2 | .684 | .726 | .776 | .842 | .929 |
| 3 | .565 | .597 | .642 | .708 | .828 |
| 4 | .494 | .525 | .564 | .624 | .733 |
| 5 | .446 | .474 | .510 | .565 | .669 |
| 6 | .410 | .436 | .470 | .521 | .618 |
| 7 | .381 | .405 | .438 | .486 | .577 |
| 8 | .358 | .381 | .411 | .457 | .543 |
| 9 | .339 | .360 | .388 | .432 | .514 |
| 10 | .322 | .342 | .368 | .410 | .490 |
| 11 | .307 | .326 | .352 | .391 | .468 |
| 12 | .295 | .313 | .338 | .375 | .450 |
| 13 | .284 | .302 | .325 | .361 | .433 |
| 14 | .274 | .292 | .314 | .349 | .418 |
| 15 | .266 | .283 | .304 | .338 | .404 |
| 16 | .258 | .274 | .295 | .328 | .392 |
| 17 | .250 | .266 | .286 | .318 | .381 |
| 18 | .244 | .259 | .278 | .309 | .371 |
| 19 | .237 | .252 | .272 | .301 | .363 |
| 20 | .231 | .246 | .264 | .294 | .356 |
| 25 | .21 | .22 | .24 | .27 | .32 |
| 30 | .19 | .20 | .22 | .24 | .29 |
| 35 | .18 | .19 | .21 | .23 | .27 |
| Más de 35 | $\frac{1.07}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.14}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.22}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ | $\frac{1.63}{\sqrt{n}}$ |

¹ Adaptado de F. J. Massey, Jr., "The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit", *Jour. Amer. Stat. Assn.*, Vol. 46, 1951, pp. 68-78. Con permiso del autor y los editores.

² Los valores D proporcionados en la tabla son valores críticos asociados con valores seleccionados de n . Cualquier valor D el cual es mayor o igual que el valor tabulado es significativo en el nivel de significancia indicado.

NOTA: Esta tabla fue extraída del libro Estadística Aplicada (4).

BIBLIOGRAFIA

1. Gálvez, M. y Pizarro, R. 1983. Implementación de un modelo de simulación para la estimación de caudales de crecida en la cuenca del estero Nilahue. Tesis. Esc. de Ingeniería Forestal U. de Chile 170 p.
2. Heras, R. s/a. Recursos hidráulicos. Síntesis, metodología y normas. Cooperativa de publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España. 361 p.
3. Linsley, R. Kohler, M. y Paulus, J. 1975. Hidrología para Ingenieros. McGraw-Hill. Bogotá, Colombia 382 p.
4. Ostle, B. 1973 Estadística aplicada - Editorial Limusa Wiley, S.A. México 629 p.
5. Pizarro, R. e Irastorza, R. 1985. Proyecto final Curso Internacional de Hidrología General y Aplicada. Madrid, España. p.i.

INSTRUCTIVO TECNICO N° 6

DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS

INTRODUCCION

El desarrollo de proyectos en el campo del manejo de cuencas hidrográficas, conlleva múltiples actividades de tipo técnico, las cuales en muchas ocasiones precisan de información no registrada en las unidades hidrográficas. Así, un aspecto importante de lo anterior, lo constituye el conocer el caudal que puede pasar por un determinado punto de control, en términos de permitir el diseño de obras tales como pequeños tranques, diques de corrección torrencial, plazoletas de depósito, etc.

En este contexto, se entregan a continuación algunas metodologías que ayudan a estimar el gasto, en cuencas sin datos.

2. DESARROLLO

Para la determinación de caudales máximos, existen variadas fórmulas y procedimientos, algunos de los cuales obedecen a concepciones empíricas y otros a esquemas analíticos. Por ello, la aplicación que pueda realizarse de los mismos, debe ser meticulosamente analizada, dada la amplia variedad que pueden presentar los resultados, y con ello implicar modificaciones sustanciales a lo que se quiere desarrollar.

Por lo expuesto, se presentan a continuación algunas fórmulas de rápida utilización y dudoso resultado, además de la ecuación racional con dos acepciones de uso. Las primeras se enmarcan en un contexto empírico y la segunda a uno de tipo analítico.

2.1 Fórmulas empíricas en función del área de la cuenca.

La notación empleada para las ecuaciones que se presentan, es la siguiente:

Q = caudal máximo en m^3/s
 A = superficie de la cuenca en Km^2

2.1.1 Quijano

$$Q = 17 A^{2/3}$$

2.1.2 Creager

$$Q = 18,15 A^{-0,05}$$

2.1.3 Myer

$$Q = 57,75 A^{1/2}$$

2.1.4 Zapata

$$Q = 21 A^{0,6}$$

2.1.5 Valentini

$$Q = 27 A^{1/2}$$

2.1.6 Hoffman

$$Q = \frac{3 A}{(1+A)^{0,29}}$$

2.1.7 Gauguillet

$$Q = \frac{25 A}{5 + \sqrt{A}}$$

2.1.8 Gete

$$Q = (4 + 16 \lg T) \sqrt{A}$$

donde T = tiempo de retorno.

De lo expuesto, surge a primera vista en virtud de una somera observación visual, que los valores que puede arrojar cada una de las ecuaciones aquí señaladas, presentarán discrepancias significativas entre ellas, dependiendo del rango de superficies de cuenca en que se trabaje.

Lo anterior obedece a que los autores reseñados han definido sus fórmulas bajo ciertas condiciones específicas en tiempo y espacio, por lo cual su aplicación indiscriminada, o por lo menos no analizada con un mínimo de rigor, puede conducir a estimaciones con errores gruesos. Asimismo, el solventar una estimación de este tipo, solamente con la variable superficie, denota que ella sólo puede ser entendida como una aproximación o valor referencial, lo cual es discutible aún. Además, no basta con incluir alguna otra variable como el tiempo de retorno en términos de obtener alguna expresión generalizada.

A la luz de lo señalado se desprende que el uso de alguna de estas fórmulas debe ser calibrado a la cuenca en que se desea trabajar, confrontando los valores que entrega con los que ofrece alguna otra metodología de mayor consistencia, y como es el caso de la ecuación racional, o la metodología del hidrograma unitario.

2.2 Ecuación racional. 1/

Se define en función de la siguiente expresión generalizada.

$$Q = e \cdot I \cdot A$$

donde;

e = coeficiente de escorrentía.

I = intensidad de precipitación más desfavorable en mm/hr.

A = superficie de la cuenca.

Q = caudal.

1/ Se recomienda el uso de la ecuación racional en cuencas no mayores a 100 Km², aunque existen discrepancias entre los distintos autores consultados, pero nunca superando este valor.

Si la superficie está en kilómetros cuadrados, para que el caudal quede expresado en m³/s, la expresión anterior se transforma en:

$$Q = \frac{e \cdot A}{3,6}$$

Ahora bien; se entregarán dos esquemas de cálculo, los cuales presentan diferencias en función del análisis que se efectúa para el cálculo de la intensidad de precipitación, y lo cual obedece a que es difícil contar con valores de tipo puntual. En otras palabras, la información con que se cuenta, generalmente es de precipitación máxima en 24 horas, y de ese dato, debe inferirse la intensidad en mm/hr. Por ello, la variación conceptual está referida precisamente a este acápite, y el cálculo del coeficiente de escorrentía es similar para ambos casos.

2.2.1 Cálculo del coeficiente de escorrentía

Existen variadas formas que permiten enfrentar este cálculo, pero una de las más aceptadas es la que usa el manual de carreteras, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de España, e idéntico manual del Ministerio de Obras Públicas de Chile.

En este, se presenta una tabla de doble entrada que relaciona algunas características de la cuenca, como relieve, permeabilidad del suelo, vegetación y capacidad de almacenaje del agua, para con ellos estimar un valor que se obtiene de la sumatoria de dichas características. Con el valor mencionado y que se denomina K, se estima el coeficiente de escorrentía, el cual es adimensional.

A final de este documento, se presenta la tabla aludida.

2.2.2 Cálculo de la intensidad de precipitación

Como se explicó precedentemente, es difícil contar con la intensidad de precipitación en términos horarios, por la carencia de información completa. Aún más, en muchas ocasiones no se cuenta con información pluviométrica, debiendo recurrirse a estaciones lejanas de los lugares en estudio y que ofrecen escasa relevancia.

Por lo anterior, es necesario encontrar algún medio de transformar las precipitaciones máximas en 24 horas, a una precipitación máxima en una hora; luego, se infiere que se requiere contar primeramente con la precipitación más desfavorable en 24 horas, para un período de retorno dado, en función de lo que se desea obtener y de la longitud de la serie utilizada. Para ello, lo más recomendable es utilizar el ajuste a Gumbel, ya explicitado en el instructivo N° 5.

Luego, se asumirá que el dato de precipitación más desfavorable en 24 horas, es una información con la que ya se cuenta sea a través del ajuste a Gumbel, o bien por medio de algún otro método que se considere válido.

2.2.2.1 Determinación de la intensidad horaria por el método Heras (3).

El autor referido, señala que en caso de no contar con datos suficientes para la intensidad horaria, se puede admitir como orden de magnitud general, que dicha intensidad es-

tá comprendida entre 1/3 y 1/6 de la precipitación máxima en 24 horas.

Asimismo, y también como orden de magnitud, en valor medio máximo, puede utilizarse en cuencas menores a 500 Km², la tabla siguiente de porcentajes de precipitación para diversos intervalos de tiempo.

| HORAS | 24 | 18 | 12 | 6 | 3 | 2 | 1 | 0.5 |
|-------|-----|----|----|----|----|----|----|-----|
| % | 100 | 90 | 80 | 60 | 45 | 40 | 35 | 25 |

Luego, si se cuenta con la precipitación más desfavorable en 24 horas, para un período de retorno de T años, bastará ponderar el valor aludido, por un factor de proporcionalidad en base a los criterios aludidos, y se estará en condiciones de aplicar la ecuación racional.

$$Q(m^3/s) = \frac{e \cdot I \cdot A}{3,6}$$

con I, en mm/hr.
A, en Km².

2.2.2.2 Determinación de la intensidad por el método de Grunsky.

El método de Grunsky (4), considera la intensidad expresada, en litros/segundo/hectárea. Luego, si se cuenta con la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno T, ésta debe ser transformada a las unidades mencionadas anteriormente, considerando que un mm de precipitación, equivale a un litro por metro cuadrado de superficie.

Luego, se alcanza la expresión siguiente:

$$I_c = 0,115741 \cdot I$$

donde; I_c = intensidad media más desfavorable en l/s/ha.
 I = intensidad máxima en 24 horas.

Nota: Se habla de intensidad media, dado que es una expresión en segundos, y se deriva de otra definida para 24 horas.

Hecha esta transformación, el valor I_c debe ser corregido mediante un factor de corrección que se asocia al tiempo de concentración de la cuenca. Es decir, el método en cuestión llega a estimar una intensidad media más desfavorable de la lluvia en l/s/ha, para el tiempo de concentración de la cuenca.

$$\text{Así, } I(t_p) = \sqrt{\frac{24}{t_p}} I_c$$

donde:

$I_c(t_p)$ = intensidad media, más desfavorable o máxima, durante el tiempo de concentración de la cuenca, en l/s/ha.

t_p = tiempo de concentración de la cuenca.

Por otra parte, el tiempo de concentración se define como el tiempo que demora el escurrimiento superficial en recorrer desde el punto más remoto de la cuenca, hasta el lugar de control. (Ver instructivo técnico N° 4).

La vaguedad de su definición, ha hecho que la literatura respectiva presente un gran cúmulo de fórmulas que permiten realizar su cálculo. Así el instructivo técnico N° 4 presenta la expresión propuesta por Linsley, Kohler y Paulus, y la cual se considera como la más adecuada para el caso chileno.

$$t_p = C_t \left[\frac{L \cdot L_g}{\sqrt{S}} \right]^{0.38}$$

donde;

C_t = coeficiente de snyder = 0,76; para el río Chimbarongo en la VI Región.

L = longitud en Km del curso principal.

L_g = longitud desde el desagüe de la hoya o punto de control, hasta el punto más cercano sobre la corriente al centroide de la cuenca.

S = pendiente media de la cuenca definida por Mociornita (ver instructivo técnico N° 1).

Por consiguiente, el caudal máximo para un período de retorno T , quedará definido como:

$$Q = \frac{e \cdot I_c(t_p) \cdot A}{1.000}$$

donde;

Q = caudal máximo en m^3/s

e = coeficiente de esorrentía

$I(t_p)$ = intensidad media máxima para el tiempo de concentración en l/s/ha.

A = superficie de la cuenca en ha.

3. EJEMPLO PRACTICO:

Si se aplica la ecuación racional, $Q = e \cdot I \cdot A$, a la cuenca de Monte Patria, provincia de Limarí, en base a los siguientes datos, se tiene:

$A = 93,11 \text{ Km}^2$

$L = 18 \text{ Km}$

$L_g = 9 \text{ Km}$

$S = 0,35$

$I = (\text{mm en 24 horas para } T=30) = 95,91 \text{ mm.}$

$e = 0,65$ (de la tabla anexa)

3.1 Método de Heras

Al considerar como intensidad horaria, 1/6 de la precipitación máxima en 24 horas, queda:

$$Q = \frac{0,65 (95,91/6) \cdot 93,11}{3,6} = 268,7 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ para un período de retorno de 30 años.}$$

3.2 Método de Grunsky: Al obtener I_c , queda

$$I_c = 0,115741 \cdot 95,91 = 11,1 \text{ l/s/ha.}$$

Para la determinación del tiempo de concentración, se recomienda el valor de $C_t = 1,067$, validado en Angostura, V Región, por tratarse de la estación más cercana con esa información, a la IV Región.

Así,

$$t_p = 1,067 \left[\frac{18,9}{\sqrt{0,35}} \right]^{0,38} = 9 \text{ horas}$$

Luego:

$$Q = \frac{0,65}{1\,000} \frac{11,1 \sqrt{\frac{24}{9}}}{9} 9311 = 109,70 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ para un período de retorno de 30 años.}$$

4. CONSIDERACIONES:

- 4.1 Al analizar los resultados de la ecuación racional por ambos métodos, se refleja una notoria diferencia. En general, puede señalarse que el método Heras tiende a sobreestimar significativamente, en tanto el método Grunsky es más fiable en las condiciones presentadas.
- 4.2 Lo expuesto, se fundamenta en que asocia a la intensidad el tiempo de concentración de la cuenca y el cual, al estar definido por elementos morfométricos, es característico y propio de cada unidad hidrográfica. Además, por medio de la aplicación de hidrogramas unitarios en la misma cuenca, se ha determinado que crecidas con período de retorno cercano a los 30 años, presentan un valor similar al arrojado por el método Grunsky ($120 \text{ m}^3/\text{s}$).
- 4.3 Análogamente, se ha determinado que el método Heras sobreestima por tratarse de valores porcentuales de tipo empírico, lo cual no lo hace recomendable, máxime, si la aplicación hecha, consultó el mayor valor de ponderación posible. Sin embargo, ello no puede descalificar la metodología.

4.4 Finalmente, cabe señalar que es importantísimo realizar estudios hidrológicos que permitan enfrentar este tipo de problemas con solvencia, a la vez que se precisa contar con redes hidrológicas completas, toda vez que cobra mayor relevancia la utilización óptima de los recursos hídricos en las zonas áridas y semiáridas del país. Mientras tanto, paralelamente con destacar la importancia de lo expuesto, los ingenieros y técnicos deben abordar esta problemática con el mayor análisis posible, y dentro de líneas coherentes, pragmáticas y realistas.

ROBERTO PIZARRO T.
INGENIERO FORESTAL
JEFE REGIONAL PROGRAMA MANEJO
DE CUENCAS Y CONTROL DUNAS

BIBLIOGRAFIA

1. Benítez, A. 1981. Estimación de escorrentías y crecidas en la zona de canales de riego, del embalse Convento Viejo. Santiago, Chile, Ministerio de Obras Públicas. p.i.
2. Benítez, A. y Rodríguez, C. 1974. Método para la determinación de hidrogramas unitarios sintéticos en Chile. Memoria Ing. Civil. Santiago, Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. 84 p.
3. Heras, R. s/a. Recursos hidráulicos. Síntesis, metodología y normas. Cooperativa de publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España, 361 p.
4. Huaiquino, S; Díaz, R. y Núñez, G. 1985. Proyecto Protección y Rehabilitación ecológica de laderas tributarias a la ciudad de La Ligua - CONAF, Chile. 81 p.
5. Pizarro, R. 1984. Instructivo Técnico N° 4. Hidrograma Unitario Sintético de Snyder. CONAF, IV Región, Chile. 9 p.
6. Pizarro, R. e Irastorza, R. 1985. Proyecto final curso Internacional de Hidrología General y Aplicada. Madrid, España. pi.

| CARACTERISTICAS DE LA CUENCA | | | | |
|--|---|---|--|--|
| 1. Relieve del terreno (K_1) | 40 Muy accidentado, pendientes superiores al 30% | 30 Accidentado, pendientes entre el 10% y el 30% | 20 Ondulado, pendientes entre el 5% y el 10% | 10 Llano, pendientes inferiores al 5% |
| 2. Permeabilidad del suelo (K_2) | 20 Muy impermeable Roca | 15 Bastante impermeable. Arcilla. | 10 Bastante permeable. Normal | 5 Muy permeable. Arena |
| 3. Vegetación (K_3) | 20 Ninguna | 15 Poca Menos del 10% de la superficie | 10 Bastante Hasta el 50% de la superficie. | 5 Mucha Hasta el 90% de la superficie. |
| 4. Capacidad de almacenamiento de Agua (K_4) | 20 Ninguna | 15 Poca | 10 Bastante | 5 Mucha |

$$K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

| | | | | |
|--------------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Valor de K comprendido entre. | 75-100 | 50-75 | 30-50 | 25-30 |
| Valor del coeficiente de escorrentía | 0,65-0,8 | 0,50-0,75 | 0,35-0,60 | 0,20-0,40 |

TABLA N° 1 : Cálculo del Coeficiente de Escorrentía.

