



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

- \* RIEGO POR DESBORDAMIENTO. TEORIA Y BASES DE CALCULO. RIEGO POR INUNDACION
- \* RIEGO POR GOTEO. CALCULO DE LA PROPORCION DE ZONA RADICULAR HUMEDECIDA. FILTRADO, FERTILIZACION, UNIDADES Y SUBUNIDADES DE RIEGO

DR. JOSE L. DE PACO

OCTUBRE, 1979



V.2.- Riego por desbordamiento. Teoría y bases de cálculo.  
Riego por inundación.

Dr. José L. DE PAGO

---

1.- Riego por Desbordamiento

Constituye otro de los sistemas de riego por gravedad y consiste en verter un cierto caudal sobre una superficie plana, con suave pendiente, la cual queda cubierta por una delgada lámina de agua a partir de la cual, se produce la infiltración.

Con este método, el agua cubre, prácticamente la superficie regada en su totalidad, con la única excepción de los caballones que delimitan las fajas o eras de riego, generalmente de forma rectangular.

Antiguamente, el agua, se distribuía por medio de regueras de último orden a las que se daba una pendiente muy pequeña con objeto de que el agua se desbordase a lo largo de ellas entrando así en los correspondientes tablares o eras, de aquí el nombre que ha recibido este sistema. Actualmente, la derivación suele hacerse a base de numerosos sifones que extraen el agua desde la acequia situada en la cabecera del tablar, pudiéndose utilizar también, otros dispositivos análogos a los empleados en el sistema de riego por surcos.

Dado que el agua cubre toda la superficie regada, cubriendo la en toda la superficie, una condición es que la pendiente transversal del tablar sea nula, es decir en la dirección perpendicular al flujo, no obstante, en terrenos accidentados con cultivos de praderas naturales o artificiales, el método puede dar buenos resultados con la condición de planificar una densa red de regueras de desbordamiento, de forma que las situadas en la parte inferior

de un tablar recogen el agua sobrante del mismo y la distribuyen a su vez sobre el tablar que dominan.

Respecto al tipo de cultivos, el sistema se adapta bien a los frutales, que permiten dar una organización fija a largo plazo y también a los cultivos herbáceos de siembra densa, cereales, leguminosas y praderas.

### 1.1.- Fórmulas de velocidad en la lámina de desbordamiento

La primera teoría matemática sobre el riego por desbordamiento fué desarrollada en 1.907 por el francés J. CREVAT y a ella, una vez modificada la ecuación básica de velocidad, corresponde el resumen expuesto de la misma en el siguiente párrafo.

Si en la fórmula de CHEZY,

$$V = C \sqrt{R J}$$

tenemos en cuenta que el tablar de riego puede asimilarse a un canal de gran anchura y muy pequeño calado, se tiene que el radio hidráulico y el calado, son prácticamente iguales,  $R = h$ , siendo  $h$  el calado de la lámina de desbordamiento, que en realidad es variable en espacio y tiempo.

Adoptando para  $C$  la expresión dada por BAZIN, su introducción en la expresión anterior conduce a :

$$V = \frac{87 \sqrt{h}}{\delta + \sqrt{h}} \sqrt{h J}$$

Los valores de  $\delta$  en las diversas categorías de cauces establecidas por este investigador oscilan entre 0,06 para paredes muy lisas y 1,75 para las muy rugosas y según CREVAT, estos valores habría que aumentarlos hasta los siguientes :

- $\delta = 4,35$  : prado recién segado
- $\delta = 8,70$  : pradera con vegetación vigorosa
- $\delta = 17,40$  : terreno muy esponjado ó vegetación muy densa.

Según ello, como los valores de  $h$  no suelen nunca superar los 20 cm, tendríamos  $\sqrt{h} = \sqrt{0,20} = 0,45$ , valor que en la práctica, puede despreciarse frente a  $\delta$ . Con ello, resulta.

$$v = \frac{87}{\delta} h \sqrt{J} = n \sqrt{J} \cdot h = a \cdot h.$$

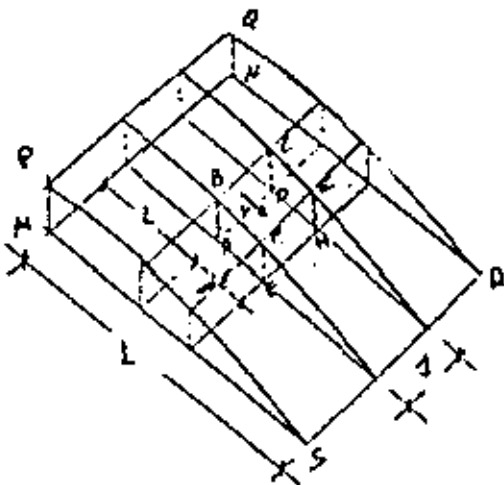
siendo  $n = 87/\delta$  que adopta los valores de 20, 10 y 5 para los tres tipos de rugosidad establecidos anteriormente.

En 1.959, BOZOKY y SZESZISCH, han modificado la expresión anterior a la siguiente,

$$v = n \sqrt{J} \cdot \sqrt{h} = a h^{1/2}$$

dando los valores de  $n = 5$ ; 2 y 1 respectivamente, para los casos anteriores.

### 1.2i- Teoría de CREVAT



Aislemos el paralelepípedo elemental indicado en la figura, de anchura unidad y longitud  $dl$ , entre las superficies PQRS, del agua y MNRS del terreno, situado a una distancia  $l$  de la cabecera del tablar MN y sea  $I$  la pendiente del suelo en la dirección NR de avance del agua.

Si la velocidad media de infiltración durante el riego es  $i$ , la ecuación de continuidad aplicada al paralelepípedo es :

$$v h = (v + \Delta v)(h + \Delta h) + i \cdot dl$$

es decir :

$$v \Delta h + h \Delta v + i \cdot dl = 0$$

en donde se ha despreciado en infinitesimo  $dh \cdot dv$ , de orden superior al primero en el desarrollo.

Esta ecuación, junto con la de la velocidad de desbordamiento

$$v = \alpha h^{1/2}$$

expuesta anteriormente, permiten calcular los siguientes parámetros, en la hipótesis de que la pendiente de la lámina de agua, pueda suponerse practicamente igual a la del terreno.

a) Calado en un punto cualquiera

Teniendo en cuenta que

$$dv = \frac{1}{2} \alpha h^{-1/2} \cdot dh$$

, se obtiene

$$\frac{3}{2} \alpha h^{1/2} \cdot dh = -i \cdot dl$$

ecuación, que integrada entre un punto cualquiera  $(h, l)$  y el final del tablar  $(0, L)$ , conduce de forma inmediata a :

$$h^{3/2} = \frac{i}{\alpha} (L - l)$$

En particular, la altura de la lámina de desbordamiento en la cabecera del tablar  $H$  se obtiene haciendo  $l = 0$  en la anterior.

$$H = \left( \frac{iL}{\alpha} \right)^{2/3}$$

b) Duraciones del avance del agua

El tiempo que tarda en recorrer una partícula de agua la distancia  $dl$  es :

$$dt = \frac{dl}{v}$$

pero, por otra parte, como se cumplen las expresiones :

$$de = \frac{3\alpha}{2i} h^{1/2} \cdot dh \quad ; \quad v = \alpha h^{1/2}$$

resulta :

$$dt = - \frac{3}{2i} \cdot dh$$

Por lo tanto, el tiempo invertido por dicha partícula para desplazarse desde la reguera de desbordamiento hasta una distancia  $\underline{l}$  de la misma será ; al integrar la ecuación anterior entre los límites (0,H) y (t,h), el dado por

$$t = \frac{3}{2i} (H - h)$$

En particular, para recorrer el tablar emplea un tiempo dado al hacer  $h = 0$  en la ecuación anterior, es decir :

$$T = \frac{3H}{2i}$$

Admitiendo que el tiempo que tarda en infiltrarse la dosis de riego  $D_r$ , venga dada en forma simplificada por la expresión

$$t_r = \frac{D_r}{i}$$

se obtiene para la hipótesis de que

$$T = \frac{t_r}{4}$$

la siguiente expresión que da la longitud  $L$  del tablar.

$$L = \left(\frac{l}{H}\right)^{3/2} \frac{\alpha}{i} \left(\frac{2}{3} D_r\right)^{3/2}$$

Haciéndose notar que en las expresiones anteriores  $D_r$  viene expresada en  $m$  y  $i$  en  $m/\text{seg}$ .

## 7.- Riego por Inundación

La tendencia general en la forma de proyectar un sistema de riego por desbordamiento o riego por infiltración, consiste en intentar conseguir un equilibrio entre la cantidad de agua suministrada a la superficie que se riega de una sola vez (Unidad Parcelaria de Riego) y el caudal infiltrado en la misma.

Aunque dicho equilibrio es prácticamente imposible de conseguir, sí puede conseguirse, sin embargo, que las duraciones del aporte del agua y el tiempo que tarda en infiltrarse la dosis, no difieran considerablemente. Sin embargo, en la práctica, se presentan determinados casos en los que dicho equilibrio resulta, no obstante muy difícil, tal ocurre en los suelos muy permeables o en los muy poco permeables.

Estas dos situaciones extremas coinciden con límites favorables para el paso al sistema de riego por aspersión, si bien, en los suelos arcillosos (baja permeabilidad generalmente), cuando la topografía lo permite, es también posible la utilización del riego a manta o por inundación que describimos a continuación.

Este sistema, consiste en verter, en la cabecera de la parcela a regar, un caudal muy superior al que es capaz de absorber el terreno, provocando, así, un verdadero llenado del estanque y cortando a continuación la entrada del agua para dejar que se infiltre lentamente (baja conductividad hidráulica vertical) la dosis de riego.

Ello permite, en el caso de que no sea necesario el mantener una inundación prolongada, efectuar el riego con una mayor rapidez pues una vez terminado el aporte de agua a un estanque, puede pasarse al siguiente, con independencia de la conductividad del suelo.

Una de las exigencias principales del método, se deriva del propio hecho de la inundación, para la cual, es necesario rodear los estanques de riego de unos diques en tierra de pequeñas dimensiones que permitan mantenerla en las mismas para su infiltración.



## 2.2.- Diversas formas del riego por inundación

Aunque tanto la topografía del terreno como el tipo de cultivos dan lugar a múltiples variantes del sistema, correspondientes a cada caso particular, nos referiremos aquí únicamente a la finalidad perseguida con la aplicación del agua lo cual, dará una visión más clara de lo que se trata de conseguir en cada caso al mismo tiempo que proporciona las bases matemáticas para el desarrollo de las teorías de riego correspondientes, que se exponen más adelante.

En este sentido, puede adoptarse la siguiente clasificación :

- 1.- Riego a manta con inundación temporal
- 2.- Riego por inundación o sumersión prolongada.
  - 2.1.- Sin renovación de agua
  - 2.2.- Con renovación de agua, una o varias veces.

En la inundación temporal, el aporte de agua se corta, una vez que se ha suministrado el volumen correspondiente a una dosis de riego del estanque o terraza, de forma, que el terreno permanece cubierto únicamente el tiempo necesario para la infiltración de aquella.

Cuando se trata de inundación o sumersión permanente, una vez llenado el estanque, mediante un módulo generalmente elevado, se continúa el aporte de agua durante un tiempo más o menos -- largo, según la finalidad que se persiga y que puede llegar incluso hasta meses como en el caso del cultivo del arroz. A su vez, este subsistema se divide en otros dos correspondientes, uno, al caso en que una vez llenado el estanque, se reduce el módulo de riego con objeto de aportar únicamente la cantidad de agua correspondiente a la evapotranspiración más infiltración a lo largo de la inundación y otro, a aquel en que además de los caudales correspondientes a estos dos conceptos, se suministra un caudal adicional, destinado a renovar el volumen de agua del estanque una o varias veces durante el tiempo que dura la inundación.

### 2.3.- Teoría del riego por inundación

Distinguiremos aquí, los mismos casos que se han establecido al efectuar la clasificación de este sistema de riego.

#### a) Riego a manta con inundación temporal

Como se ha indicado anteriormente, en este caso, el único objeto es suministrar la dosis de riego, llenándose el estanque en el menor tiempo posible compatible con un manejo adecuado del agua.

Las normas a seguir son parecidas aunque no exactamente iguales a las ya expuestas para el riego por surcos o el de desbordamiento, pudiendo concretarse las diferencias en los siguientes puntos fundamentales.

- El tiempo  $t_1$  de suministro de agua es inferior al tiempo  $t_r$  que dura la infiltración de la dosis, mientras que en los otros sistemas se tiende a que  $t_1 = t_r$ .
- La baja conductividad hidráulica que tienen los suelos regados por inundación corresponde generalmente, a texturas fuertes menos erosionables lo que, unido a la pequeña pendiente que se da a los tablares, permite el empleo de caudales unitarios mucho mayores y por lo tanto, disminuir la duración del aporte de agua y aumentar la longitud de los tablares

#### b) Sumersión permanente sin renovación de agua

En este caso, al igual que en el siguiente, se considera también dividido el riego en dos períodos, uno de llenado de duración  $t_1$  y otro de sumersión, de duración  $t_2$  que estudiaremos separadamente.

##### - Período de llenado

Es sabido que la evaporación es mayor cuando se mantiene una lámina de agua sobre el terreno que cuando esta no existe - aunque en este último caso el terreno esté en su capacidad de retención y que la evapotranspiración incluye tanto la evaporación directa desde la superficie regada como la transpiración a tra -

ves del cultivo .

Sean:

- $t_1$  = duración del llenado del estanque
- $t_s$  = duración de la sumersión
- $S$  = superficie del estanque
- $h$  = altura de agua que se desea mantener
- ET = evapotranspiración
- $K_o$  = conductividad hidráulica una vez que esta permanece practicamente constante.
- $Q_1$  = caudal necesario para el llenado
- $Q_s$  = caudal necesario para la sumersión

Con estas condiciones, durante el llenado, habrá que suministrar los siguientes volúmenes :

$$V_1 = S \cdot h ; \quad V_2 = S \cdot ET \cdot t_e \quad V_3 = S \cdot K_o \cdot t_e$$

por lo tanto, el caudal necesario viene dado por la expresión

$$Q_e = \frac{V_1 + V_2 + V_3}{t_e} = S \left[ \frac{h}{t_e} + ET + K_o \right]$$

la cual, permite conocer el caudal una vez determinado el tiempo de llenado o bien, calcular este, conocido el caudal disponible, verificandose, entonces :

$$t_e = \frac{S \cdot h}{Q_e - S(ET + K_o)}$$

- Período de sumersión sin renovación de agua

Durante este tiempo, unicamente será necesario satisfacer las necesidades de evapotranspiración así como las pérdidas por infiltración profunda y en su caso las de infiltración lateral en los diques. Estas últimas generalmente son pequeñas y si se estiman en una fracción a de la infiltración profunda, fracción que con frecuencia es inferior al 10 %, se tendrá:

$$Q_s = S [ ET + (1+a) K_o ]$$

c) Sumersión permanente con renovación de agua

En el caso del arroz, la inundación permanente conduce a que las agua se carguen de ácido sulfúrico que perjudica al cultivo siendo a veces necesario aportar no solamente el agua correspondiente a la ET e infiltración sino prever una renovación del volumen del estanque, de forma que si se cambia  $n$  veces este volumen a lo largo del período de sumersión, el caudal correspondiente, será:

$$Q_s = S \left[ ET + (1+a) K_0 + \frac{nh}{t_s} \right]$$

Una vez establecidas estas ecuaciones haremos notar los siguientes aspectos :

1.- La conductividad hidráulica estabilizada en las tierras de arrozal, es generalmente muy pequeña y aun menor cuando se emplea el método de fangos. Por ello el término  $(1+a) K_0$  que aparece en las ecuaciones anteriores es muy pequeño en relación con la evapotranspiración que puede alcanzar hasta cifras de 20 m.m. por día.

2.- Cuando el cultivo está plenamente desarrollado, estos 20 m.m., provocan de hecho una renovación del agua en el estanque de forma que en estos casos de fuerte valor de ET, no será necesario introducir el término de renovación  $nh/t_s$  en el caudal previsto durante la fase de sumersión

V.5.- Riego por Goteo. Cálculo de la proporción de zona radicular humedecida. Filtrado, fertilización, unidades y subunidades de riego.

Dr. José L. DE PACO

## 1.- Introducción

El riego localizado es un sistema que abarca como caso particular al riego por goteo y que permite la aplicación del agua filtrada y con los elementos fertilizantes incorporados, a la superficie regada mediante unos aparatos denominados emisores que funcionan a baja presión (generalmente del orden de 1 atm,) efectuándose la distribución con arreglo a un modelo previamente fijado.

Aunque se han ensayado sistemas de goteo subterráneo, razones técnicas y económicas han aconsejado la casi generalización de los métodos de aplicación superficial del agua, refiriéndonos aquí únicamente a estos casos.

## 2.- Elementos del sistema

En general, se han impuesto los sistemas fijos no moviendo se los laterales (líneas en las que van instalados los emisores) a menos que haya de cambiarse el modelo de distribución de humedad en la zona radicular.

Los métodos actuales tienden a su automatización, efectuándose el control y la periodicidad del riego de tres formas básicas que son, las siguientes :

a) Control de tiempo. El sistema funciona por medio de mecanismos de relojería que accionan las bombas y las distintas unidades de riego durante intervalos de tiempo prefijados.

b) Control de volumen. Puesto en funcionamiento el sistema, el volumen de agua suministrado a una unidad o subunidad de riego se fija mediante el mando de válvulas automáticas de contador y un sistema de émbolos accionados por el agua y controlados por el propio contador que cortan el paso del agua cuando ha circulado el volumen previsto.

c) Control por medidores de humedad instalados en la zona radicular que accionan las bombas por telemandos electricos.

En la Fig.1., con objeto de enumerar los componentes principales de un sistema de riego por goteo, se ha indicado el esquema de una instalación.

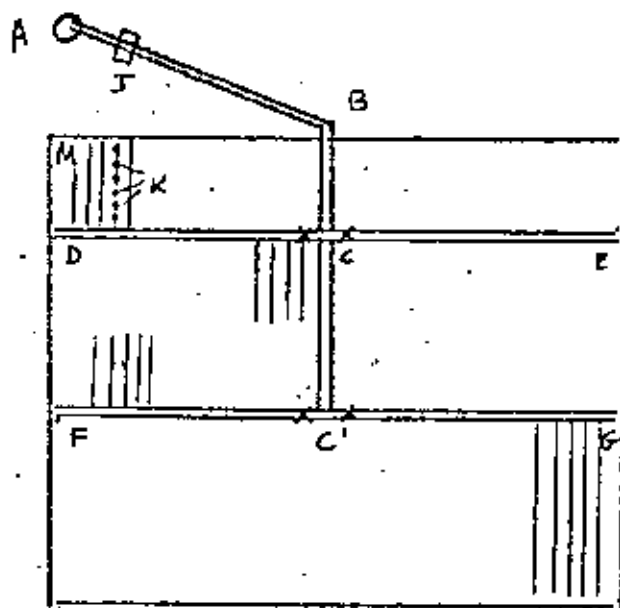


Fig.1, Componentes de un sistema de riego por goteo.

- Los emisores (K) están situados sobre los ramales laterales MD.

- Las tuberías de distribución (laterales MD), tienen generalmente diámetros nominales (exteriores) de  $\phi = 12$  m.m., a  $\phi = 32$  m.m. y son generalmente de polietileno flexible, instalándose sobre ellas los dispositivos de emisión de agua.

- Tuberías de transporte (terciarias CD, etc) que alimentan , a uno o a ambos lados, a los ramales laterales y pueden ser de polietileno PE si se instalan superficiales o de PVC si van enterradas. Los diámetros suelen ir de  $\phi = 32$  m.m. a  $\phi = 50$  para el PE y de  $\phi = 63$  m.m. en adelante para el PVC. no obstante estos límites se dan únicamente a título orientativo.

- Tuberías principales (BC) que alimentan a las de transporte y se instalan generalmente enterradas de PVC pudiendo ser también de Fibrocemento si su diámetro es mayor.

- Tuberías de abastecimiento (AB) con la misión de conducir el caudal necesario para el riego, desde la toma de agua hasta el origen de la zona de riego.

- Unidad de control (J) que tiene como misión el control de la instalación en cuanto a tiempos o volúmenes de agua así como el de efectuar la filtración e incorporación de los elementos fertilizantes.

Una unidad de control puede constar de los siguientes elementos, los cuales se describen a título genérico y dependiendo de la instalación de todos o parte de ellos de las propias características de la instalación, naturaleza de la toma, calidad de la agua, naturaleza de los elementos en suspensión, método de control de la instalación elegido, etc.

- a) Hidrante para la conexión de las tuberías de abastecimiento a la red general a presión.
- b) Regulador de presión con la misión de defender a la red de goteo de las oscilaciones de presión en la red general o bien en la propia estación de bombeo.
- c) Limitador de caudal con el objeto de evitar fraudes en las disponibilidades de caudal planificadas.
- d) Valvula de retención
- e) Manómetros para controlar la presión de la instalación así como las pérdidas de carga en los filtros para efectuar su limpieza.

- f) Filtro de arena para elementos orgánicos en suspensión
- g) Valvula automática para medición del volumen aplicado.
- h) Valvula o valvulas de compuerta, para regulación del paso de agua al tanque de fertilización cuando se encuentra en paralelo con la red, para vaciado de aguas de limpieza, etc.
- i) Tanque o equipo de fertilización.
- j) Filtro de malla para elementos sólidos (arenas, etc) en suspensión.

### 3.- Emisores

Los dispositivos de entrega del agua de riego desde los ramales laterales a la zona radicular, en los sistemas de riego localizado son muy variados y pueden agruparse de la siguiente forma:

#### 1.- Tuberías perforadas

En estas pueden distinguirse fundamentalmente :

- 1.1.- Tuberías de PE con orificios con caudales de 15 l/hora y presiones de 2,5 m. siendo los diámetros de alrededor de 1 m.m.
- 1.2.- Toberas metálicas sobre ramal lateral protegidas con manguito con caudales del orden de 7 l/h y presiones de unos 6m siendo de diámetro variable para uniformar el caudal según la variación de presión.

#### 2.- Sistemas de pulverización

- 2.1.- Escupidores, conectados al ramal lateral por medio de un microtubo de PE, regando un arco de 180 grados, con caudales del orden de 30 a 35 l/h, presiones de unos 13 m y alcance de unos 2m.
- 2.2.- Microaspersión. Sobre el ramal lateral, se conecta un microtubo en cuyo extremo lleva una tobera que divide el chorro en otros dos iguales, sujetándose el microtubo al terreno por medio de un trozo de tubería de PVC perforada, con caudales de unos 35 l/h



,presiones de 10 m.,y alcance de unos 4,5 m.

### 3.- Sistemas de goteo

3.1.- Microtubos,de diámetro comprendido entre 1 y 4 m.m.; con presiones de 10 a 12 m y caudales por unidad de unos 3 l/h

3.2.- Emisores en línea con múltiples formas y características variando los caudales entre 2 a 8 l/h,generalmente y las presiones de 4 a 12 m.

3.2.- Emisores en derivación con las mismas características anteriores.

3.4.- Emisores autocompensantes,con la misión de estabilizar el caudal ante las variaciones de presión a lo largo de los ramales laterales y en general en la instalación.

3.5.- Tuberías porosas.Generalmente de PE poroso con caudales de unos 3l/hora.metro,presiones de 2,5 m.

### 4.Factores de diseño.

Con independencia del calculo hidráulico de la inatallación, tratado en el tema V.6 de este curso,destacaremos aquí los siguientes factores que intervienen el proyecto de una instalación.

#### 4.1.- Eficiencias de riego

Al igual que se indicó en el sistema de riego por aspersión,la eficiencia global en los sistemas de riego localizado  $E_g$  suponiendo que la eficiencia en el transporte sea igual a la unidad,es el producto de la eficiencia en la aplicación  $E_a$  y del coeficiente de uniformidad  $C_u$ ,es decir :

$$E_g = E_a \cdot C_u$$

Incluyendo  $E_a$  las pérdidas por evaporación desde la superficie mojada,las de escorrentía superficial (en general nulas o despreciables en estos sistemas) y las de percolación profunda de tal forma que si respectivamente se denominan por  $P_e$ , $P_s$  y  $P_p$

, expresadas como fracción de la dosis real  $D_r$ , se tendrá :

Dosis practica (supuesta uniformidad perfecta)

$$D_p = E_a \cdot D_r$$

Dosis útil

$$D_u = C_u \cdot D_p = E_a \cdot C_u \cdot D_r$$

de donde se verificará para la dosis real.

$$D_r = \frac{D_u}{E_a \cdot C_u}$$

Para el coeficiente de uniformidad puede adoptarse la expresión :

$$C_u = 100 \left( 1 - \frac{1,27}{\sqrt{e}} \sqrt{\frac{q_n}{q_a} + \frac{q_a}{q_x}} \right)$$

en la que  $e$  es el número de puntos de emisión por planta,  $y$  el coeficiente de variación de un emisor,  $q_a$  el caudal nominal del emisor,  $q_n$  el valor mínimo aceptado para el caudal en la instalación y  $q_x$  el valor máximo también aceptado.

En los sistemas de riego localizado ambos valores son elevados siendo  $E_a$  comprendida entre 0,85 y 0,93 frecuentemente y  $C_u$  no debe ser inferior a 0,90.

#### 4.2.- Dosis útil de riego

Es la cantidad de agua que efectivamente debe ser almacenada en la zona radicular en cada riego y puesta a disposición del cultivo en el proceso de evapotranspiración. Viene dada por

$$D_u = 10 \cdot a \cdot h (\theta_r - \theta_f) \cdot P_r \quad \text{m. w./riego}$$

en la que  $a$  es la oscilación de humedad expresada como fracción del agua útil,  $h$  es la profundidad de la zona radicular a humedecer, expresada en m.,  $\theta_r$  y  $\theta_f$  la capacidad de retención y punto

de marchitez, respectivamente, expresadas como porcentaje de volumen aparente de suelo y  $P_r$  el porcentaje de la zona radicular a humedecer.

#### 4.3.- Porcentaje de zona radicular a humedecer

Continuado con las unidades indicadas en el párrafo anterior, el volumen de la zona radicular a humedecer viene dado por

Mediante los datos relativos a cada emisor, según su caudal y las características hidrodinámicas del suelo, habrá de conseguirse que la zona radicular humedecida por el conjunto de estos represente un porcentaje variable con los tipos de cultivos y que en general para los frutales no debe ser inferior a un 35 %, salvo casos especiales, aumentando este porcentaje para cultivos más densos y pudiendo llegar para hortalizas al 100 %.

Una cuestión interesante se presenta cuando se disponen dos ramales laterales por fila de cultivo, caso que aparece representado en la Fig.2.

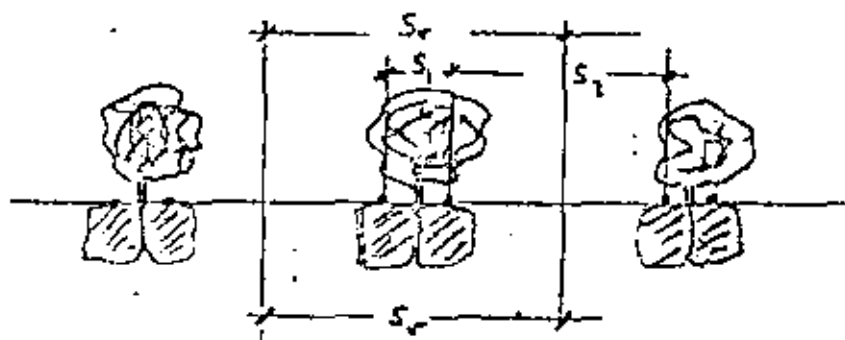


Fig.2.

En este caso si llamamos  $P_1$  al porcentaje humedecido con ramales colocados al espaciado  $S_1$  y  $P_2$  al correspondiente al espaciado  $S_2$  resulta un porcentaje total humedecido dado por

la expresión :

$$Pr = \frac{P_1 \cdot S_1 + P_2 \cdot S_2}{S_f}$$

en donde  $S_f$  es la distancia entre las filas del cultivo.

#### 4.4.- Transpiración potencial.

En la zona no humedecida, prácticamente se elimina el desarrollo de malas hierbas, que consumen agua, e igualmente, se evitan las pérdidas en la aplicación de esta, todo ello, conduce, en cultivos espaciados a una disminución de la evapotranspiración, referida a los sistemas convencionales de riego que suponían suelo completamente cubierto por la vegetación y humedecimiento de la totalidad de la zona radicular potencial.

Estos hechos han conducido a la definición de la transpiración potencial  $T_p$  para los sistemas de riego localizado, la cual, puede, entre otros métodos estimarse mediante la expresión

$$T_p = \frac{P_s}{85} \cdot ETP$$

siendo  $P_s$  el porcentaje de cubierta vegetal, e indicándose que cuando  $P_s$  es superior a 85 % se adopta  $T_p = ETP$ .

#### 4.5.- Espaciamiento entre riegos

Si expresamos el espaciamiento  $T$  entre dos riegos consecutivos en días, y designamos por  $T'_p$  (m.m./día) =  $T_p$  m.m./mes /  $M$  días/mes, a la transpiración potencial diaria, se cumple la relación :

$$T = \frac{24}{T'_p} \text{ días/riego}$$

que nos da el espaciamiento entre dos riegos consecutivos.

#### 4.6.- Duración efectiva del riego e intensidad de pluviometría

Designando por  $D_r$  a la dosis de riego expresada en m.m./riego a  $S_a$  la superficie en  $m^2$  regada por cada emisor (superficie aparente ocupada por el mismo con arreglo a la disposición elegida) y por  $q_e$  el caudal de dicho emisor expresado en l/hora, puede demostrarse que la duración necesaria para el riego será la dada por

$$t_r = \frac{D_r \cdot S_a}{q_e} \quad \text{horas/riego}$$

de donde también se deduce que la intensidad aparente de precipitación es la dada por la expresión:

$$i = \frac{D_r}{t_r} \quad \text{m.m./hora}$$

#### 4.7.- Unidades de riego

En general, salvo caso del riego de extensiones reducidas, es necesario con vistas a reducir el caudal total utilizado, así como los diámetros de las tuberías el dividir la superficie total que supondremos de  $S$  ha. en una serie de superficies menores  $S_u$  ha, las cuales se van regando sucesivamente a lo largo de un ciclo completo de riegos de duración  $T$  días.

En la hipótesis de que se dedicasen al riego las 24 horas del día durante el mes de máximas necesidades y que  $t_r$  sea la duración del riego deducida en el párrafo anterior, el número máximo de estas unidades viene dado por

$$N = \frac{24T}{t_r}$$

y la superficie que corresponde a cada una de ellas será

$$S_u = \frac{S}{N}$$

4.8.- Caudal total necesario

Puede deducirse a partir de la propia definición de unidad de riego, de forma que siendo esta la que se riega por un número de emisores que funcionan simultáneamente, se tendrá para este caudal

$$Q = 2.78 \frac{S}{N} \frac{T}{t_r} \frac{TP}{E_a \cdot C_u} \quad \text{l/seg.}$$

en donde Q es el caudal total necesario expresado en l/seg, S la superficie total de la finca, expresada en ha, N el número de unidades de riego calculado en el párrafo anterior, T el espaciamiento entre riegos, en días,  $t_r$  la duración de un riego en horas, TP la transpiración potencial en m.m./día y  $E_a$  y  $C_u$  la eficiencia en la aplicación y el coeficiente de uniformidad respectivamente, expresados como fracciones decimales.



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

PARAMETROS FUNDAMENTAL ES PARA EL PROYECTO Y  
ORGANIZACION DEL FUNCIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS  
DE RIEGO

DR. JOSÉ EDUARDO TORRES SOTELO  
DR. JOSÉ LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.





IV.1.- Dosis de riego.Eficiencias y cantidad total de agua a aplicar.

Dr.José E.TORRES

----

Las necesidades anuales para un cultivo con una evapotranspiración anual  $\overline{ET}_p$  y precipitación efectiva  $\overline{R}_e$ , ambas expresadas en m.m. ocupando una superficie de  $S_i$  has y siendo  $E_a$  la eficiencia en la aplicación del agua y  $C_u$  el coeficiente de uniformidad, que refleja la desigual infiltración de unos puntos a otros, vendrán dadas por

$$\overline{W}_r = 10 \frac{\overline{ET}_p - \overline{R}_e}{E_a \cdot C_u} S_i \text{ (m3)} \dots\dots\dots (7)$$

En el caso de que existan varios cultivos o grupos de cultivos con necesidades semejantes, se efectuará la suma de la ecuación anterior para cada uno hasta completar la superficie total.

La precipitación efectiva  $\overline{R}_e$ , de un mes determinado puede calcularse mediante la relación

$$\overline{R}_e = F_d \cdot F_p \cdot R \dots\dots\dots (8)$$

En la que R es la precipitación media mensual  $F_d$  un factor función de la dosis de riego y  $F_p$  un factor calculado para una dosis de riego útil de 75 m.m., función tanto de la evapotranspiración mensual como de la precipitación media mensual. En las Tablas nº 4 y 5 se dan los valores más frecuentes de  $F_d$  y  $F_p$  pudiendo encontrarse una mayor extensión de datos en R.B. nº 3

Las necesidades de agua de riego durante el mes punta son la base para diseñar la capacidad y el funcionamiento de la red de riego habiendo entonces de tenerse en cuenta que tanto la evapotranspiración como la precipitación efectiva han sido calculadas con los valores mensuales de un año hidrológico medio y que, por ello, pueden producirse desviaciones respecto a estas cifras que aumenten en el mes punta las necesidades de un día calculadas. Lo mismo puede ocurrir para cualquier otro mes pero dichas desviaciones, generalmente quedarán satisfechas por la capacidad y funcionamiento del sistema. Este hecho conduce a introducir el término de evapotranspiración potencial corregida  $(ET_p)_c$  y precipitación

efectiva corregida  $(R_e)_c$ .

Por ello, para el mes de máximas necesidades, se calculará el consumo de agua de riego para un cultivo determinado por la expresión

$$W_r = 10 \frac{(ET_p)_c - (R_e)_c}{E_a \cdot C_u} S_1 \text{ (m}^3\text{/mes)} \dots \dots \dots (9)$$

Siendo la evapotranspiración corregida la dada por la ecuación:

$$(ET_p)_c = f_c \cdot ET_p \dots \dots \dots (10)$$

en la que  $f_c$  es un factor de corrección función tanto de la dosis útil de riego ( $D_u$ ) como de la evapotranspiración media del mes punta y que figura calculado, para los casos más frecuentes en la Tabla nº 6 y la precipitación efectiva corregida la correspondiente a la expresión

$$(R_e)_c = F_e \cdot R_e \dots \dots \dots (11)$$

En la que  $R_e$  es la precipitación efectiva media del mes punta calculado mediante la ec. (8) y  $F_e$  y factor de corrección que, para una primera aproximación, puede tomarse de la Tabla nº 7.

#### 1.4.- Dosis de riego.

En general puede definirse como la cantidad de agua que es necesario dar en un riego para elevar el contenido medio de humedad de la zona radicular desde un valor adoptado como mínimo hasta un valor superior prefijado y que generalmente coincide con la capacidad de retención del suelo.

En esta hipótesis sean  $\theta_f$  el contenido de humedad correspondiente al punto de marchitez permanente,  $\theta_m$  el nivel de humedad mínimo establecido y  $\theta_r$  la humedad en la capacidad de retención todos ellos expresados como porcentaje de volumen total aparente de suelo e igualmente sea  $h$  (m) la profundidad radicular.

Se suele denominar agua útil  $\theta_u$  a la diferencia entre la capacidad de retención  $\theta_r$  y el punto de marchitez  $\theta_f$ . Es decir --  $\theta_u = \theta_r - \theta_f$ . Según ello, la diferencia entre el contenido de humedad latral del riego -- que supondremos igual a  $\theta_r$  -- y el contenido inicial  $\theta_m$ , puede expresarse como una fracción  $a$  ( $a < 1$ ) -- del agua util, es decir

$$\theta_r - \theta_m = a.(\theta_r - \theta_f) = a \cdot \theta_u \dots\dots\dots (12)$$

y por ello el volumen de agua que efectivamente será necesario al macenar en la zona radicular, en cada riego viene dado por la dosis util ( $D_u$ ) cuya expresión es.

$$D_u = 10.000 \text{ h} \frac{a (\theta_r - \theta_f)}{100} = 100 \text{ ha} \cdot \theta_u \text{ (m}^3\text{(ha.riego))} \dots\dots (13)$$

o bien, expresada en altura  $D_u$  de agua

$$D_u = 10 \text{ ha} \cdot \theta_u \text{ (m.m./riego)} \dots\dots\dots (14)$$

Sin embargo; para conseguir almacenar dicha cantidad de agua en forma útil para el cultivo, es necesario que los dispositivos -- que entregan el agua al terreno, tales como compuertas de toma, -- aspersores, emisores de goteo, etc., arrojen una cantidad al mayor, denominada dosis real  $D_r$ , a partir de la cual una vez deducidas las perdidas por evaporación, escorrentía superficial y percolación, a través de un coeficiente  $E_a$  denominado eficiencia en la aplicación y considerando la desigual altura de agua infiltrada -- en los diversos puntos de la superficie regada, a través del coeficiente de uniformidad  $C_u$ , se obtendrá la dosis útil, es decir -- que se verificará

$$E_a \cdot C_u \cdot D_r = D_u \dots\dots\dots (15)$$

y por tanto, pueden establecerse como expresiones de la dosis real las siguientes:

$$D_r = \frac{100 \text{ ha} \theta_u}{E_a \cdot C_u} \frac{\text{m}^3}{\text{ha.riego}} = \frac{10 \text{ ha} C_u}{E_a \cdot C_u} \frac{\text{m.m.}}{\text{riego}} \dots\dots\dots (16)$$





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

PARAMETROS FUNDAMENTALES PARA LA ORGANIZACION DEL RIEGO. MODULO. JORNADA. DURACION DEL RIEGO. UNDA DES SUPERFICIALES. DISTRIBUCIONES CONTINUA ROTACION O TURNO Y A LA DEMANDA DE AGUA AL REGANTE.

DR. JOSE EDUARDO TORRES SOTELO  
DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.



IV.2.- **Parámetros fundamentales para la organización del riego.**  
**Módulo. Jornada. Duración del riego. Unidades superficiales**  
**Distribuciones, continua, por rotación o turno y a la de-**  
**manda, de agua al regante.**

Dr. José L. DE PACO

1.5.- Frecuencia del riego.-

En general, para conocer las necesidades de agua de riego de un determinado cultivo durante un mes cualquiera es necesario recurrir a establecer el correspondiente balance hídrico, no obstante puede obtenerse una primera aproximación suponiendo que no existe agua almacenada en la zona radicular, por encima del nivel mínimo establecido, desde períodos anteriores a dicho mes y que por lo tanto, admitiendo que los únicos aportes sean las agua de riego y las correspondientes a la precipitación efectiva, las necesidades de agua de riego teóricas en un mes vendrán dadas, para un determinado cultivo por la expresión:

$$W_u = ET_p - P_e \text{ (m.m./mes) } \dots\dots\dots (17)$$

y por lo tanto, si M es el número de días del mes y expresamos -- la dosis de riego útil ( $D_u$ ) en m.m./riego, según la ecuación (14) el espaciamiento, en días, entre dos riegos consecutivos vendrá dado por la expresión

$$T = \frac{M \cdot D_u}{W_u} \quad \frac{\text{días}}{\text{riego}} \dots\dots\dots (18)$$

En general este espaciamiento no conducirá a un número entero de días siendo frecuente aunque no estrictamente necesario, a un número de días de  $T' = 7, 10, 15$ , días o más procediendo después a calcular la dosis útil definitiva mediante la fórmula

$$D'_u = \frac{W_u \cdot T'}{M} \dots\dots\dots (19)$$

lo cual conducirá, en definitiva a aceptar un nuevo valor de  $a'$  ligeramente distinto al supuesto inicialmente.

1.6.- Intensidad de pluviometría.-

La velocidad de infiltración de un suelo puede definirse como la absorción de agua, expresada en altura sobre una determinada superficie, por unidad de tiempo siendo frecuente expresarla en m.m./hora. Esta propiedad hidrodinámica, para un suelo determinado es función, fundamentalmente, de su contenido de humedad inicial y el tiempo transcurrido desde el comienzo del ensayo. Aunque se han dado diversas expresiones para ella, exponemos aquí a título indicativo la de Miller y Klute que supone una corrección y simplificación de la teoría de Philip para duraciones largas del ensayo. Esta ecuación es:

$$i = \frac{1}{2} S t^{-0,50} + k_0 \dots\dots\dots (20)$$

siendo  $K_0$  un valor estabilizado al que tiende  $i$  al aumentar el tiempo y  $S$  una función denominada "Sorbicidad" o "Sorptividad" - función de los contenidos de humedad inicial y final. En la fig 1 se describen dos formas de la función de infiltración de un mismo suelo con dos contenidos iniciales de humedad distintas.

Si  $i_a$  es la intensidad de pluviometría conseguida con la disposición y aspersores elegidos, expresada en m.m./h., puede calcularse la duración del riego por la expresión ( $D_r$  : m.m./riego)

$$t_r = \frac{D_r}{i_a} \text{ horas/riego} \dots\dots\dots (21)$$

y por lo tanto el ensayo para determinar la curva de infiltración debe tener una duración igual o superior a  $t_r$  ya que al objeto de evitar posibles pérdidas por escorrentía superficial y por evaporación se adopta, generalmente, la norma de que

$$i_a \leq i_r \dots\dots\dots (22)$$

en la que  $i_r$  es la velocidad de infiltración del suelo para una duración del ensayo de  $t_r$  horas.

Salvo casos especiales, una intensidad que no suele crear problemas en el adecuado funcionamiento del sistema de riego por-



aspersión es la de  $i_a = 6 \text{ m.m./h.}$ , cifra meramente orientativa.

Finalmente, por su sencillez facilidad de diseño y economía puede recomendarse la utilización del infiltrometro de doble anillo, representado esquematicamente en la Fig.2 para la determinación de la curva  $i = i(t)$  de infiltración del suelo, las medidas que aparecen en dicha figura son indicativas.

1.7.- Caudales y consumos de agua.-

Los caudales que han de circular por los diversos tramos de una red de riego dependen, por una parte, de las necesidades de agua de riego de los cultivos y superficies por ellos abastecidos y por otra, de la forma de distribución del agua al regante, que puede ser continuo, por rotación o turno y a la demanda, así como de la jornada de riego y días hábiles de funcionamiento del sistema.

Nos limitamos, en este párrafo a establecer los caudales ficticios continuos que serían necesarios en una determinada sección transversal de la red de conducciones en el caso de un funcionamiento ininterrumpido de la misma, referidos al mes punta ya que los caudales reales, por las razones indicadas anteriormente serán estudiados posteriormente.

El caudal característico de un determinado cultivo, puede definirse como el que debería entregarse de forma continua a una unidad de superficie del mismo durante el mes punta para satisfacer sus necesidades de agua. Incluyendo en el mismo las pérdidas que inevitablemente se producen durante el riego, para un cultivo con necesidades teóricas mensuales en el mes punta de  $W_u = (E_{T_p})_c - (R_c)_c$ , según la cc. (16) y siendo  $M$  el número de días hábiles de riego al mes, el caudal característico vendría dado por la expresión

$$Q_{ci} = \frac{10}{24} \frac{W_u}{M \cdot E_a \cdot C_u} \text{ m}^3/\text{ha.hora} \dots\dots\dots (23)$$

Suponiendo que la sección de la red considerada abastezca a n cultivos ocupando cada uno de ellos una superficie  $S_i$ , con una superficie total  $S$ , puede definirse el caudal característico global de la zona por la expresión

$$\bar{q}_c = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^n S_i \cdot q_{ci} \text{ m3/ha.hora} \dots\dots\dots (24)$$

y el caudal continuo que habría de circular sería

$$Q_c = S \cdot \bar{q}_c \text{ , m3/hora} \dots\dots\dots (25)$$

Suponiendo ahora que el funcionamiento de la red fuese con una jornada de riego de t h/días durante  $M_r$  días hábiles de riego por mes y designando por  $Q$  el caudal que habría de circular en estas nuevas condiciones por la misma sección, habría de cumplirse evidentemente la igualdad

$$24 M Q_c = t \cdot M_r \cdot Q \dots\dots\dots (26)$$

de donde se deducen para este nuevo caudal

$$Q = \frac{24 M}{t M_r} \cdot S \bar{q}_c \text{ m3/hora} \dots\dots\dots (27)$$

Las ecs. (25) y (27) constituyen la base para el cálculo de caudales en una distribución continua, no pudiendo utilizarse en forma general en la distribución por rotación o turno por no contemplarse explícitamente en las mismas la módulo de riego. Sin embargo el error cometido, en este último caso, disminuye al aumentar  $S$  o más exactamente el producto  $S \cdot \bar{q}_c$ .

## 2.- Organización del riego.-

El proyecto de las redes de riego se refiere, en general, a las condiciones de funcionamiento que se han de satisfacer en el mes de mayores necesidades de aguas de riego -excepcionalmente a periodos más cortos-, siendo necesario tener en cuenta las características inherentes al sistema que se va a emplear, así como los parámetros propios de la forma de distribución de agua al regante, estudiándose a continuación, los diversos casos que pueden presentarse.

### 2.1.- Distribución continua.- .

Puede definirse, como la entrega del caudal necesario para el riego, con independencia del valor de éste, a una propiedad, o grupo de estas, durante las horas hábiles de funcionamiento de la red. A cada una de estas propiedades se les entregará el caudal dado por las ecs. (25) o (27), según los casos siendo ahora, en dichas expresiones, S la superficie que ha de ser servida.

Los caudales que habrían de circular por la red de riego serían los correspondientes al emplazamiento y caudal de las tomas individuales organizando cada propietario el riego independientemente, de acuerdo con el caudal que se le suministra.

Esta forma de distribución no suele emplearse en redes colectivas con sistemas de riego por gravedad pues tiene el inconveniente de que si los caudales obtenidos por la aplicación de las mencionadas ecuaciones son muy pequeños (inferior a un módulo de riego) el propietario ha de proceder a su regulación con el consiguiente encarecimiento.

### 2.2.- Distribución por rotación o turno. Unidades de riego.-

En una red de riego con distribución por rotación o turno las propiedades reciben sucesivamente un caudal generalmente -- prefijado denominado módulo, a menos que el tamaño de la propiedad sea lo suficientemente grande como para absorber dicha uni-

dad de caudal durante todas las horas hábiles de funcionamiento del sistema en el mes punta. Ello equivale a que, en general, el regante recibirá el módulo durante unos determinados días y unas determinadas horas, con arreglo a un plan prefijado. En los sistemas de riego por gravedad la planificación por rotación no ofrece, en general inconvenientes sin embargo en la aspersion puede presentar algunas dificultades que obligan a adoptar determinadas disposiciones.

Al objeto de planificar el funcionamiento del sistema de riego puede resultar conveniente el cálculo de las denominadas Unidades de riego o parcelas tipo de riego, las cuales tienen magnitudes distintos según los sistemas utilizados por lo que separaremos el cálculo de estas de acuerdo con los siguientes casos:

a) Sistema de riego por gravedad.-

Conviene definir la unidad de riego como la superficie que puede ser abastecida por un módulo de riego que designaremos por  $d$ , expresado en  $m^3/hora$ , de forma que si en la ec. (27) se hace  $Q=d$ , automáticamente y según esta definición, resultará  $S=S_m$ , con lo cual queda como expresión de la unidad de riego, denominada también superficie regada por el módulo

$$S_m = \frac{d \cdot t \cdot M_r}{24 M \bar{q}_c} \quad (\text{has}) \dots\dots\dots (28)$$

Conviene destacar que en dicha expresión  $\bar{q}_c$  es el caudal característico medio de los diferentes cultivos que componen la superficie  $S$ , pudiendo referirse también  $S_m$  a un solo cultivo (i) sin más que sustituir  $\bar{q}_c$  por su correspondiente  $q_{ci}$ .

El cálculo de los caudales que han de circular por los diversos tramos de la red a partir de la expresión anterior puede verse en la R.B. nº 6

b) Riego por aspersión.-

Antes de calcular la superficie de la unidad de riego su pongamos que, para satisfacer las necesidades de agua de riego de un determinado cultivo que ocupa una superficie  $S_i$  (has), necesidades que en el mes punta vendran dadas por  $W_r$  deducido de la ec. (9), se ha adoptado unos aspersores que arrojan un caudal de  $q_a$  (l/hora) siendo  $S_l$  (m) la separación de los mismos a lo largo de un ramal lateral y  $S_m$  (m) la separación entre dos posiciones sucesivas de un ramal lateral, habiendose calculado una dosis-real de riego, para el mencionado cultivo, de  $D_r$  (m.m.).

La superficie regada por cada aspersor es

$$S_a = S_l \times S_m \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots (29)$$

y la intensidad de pluviometría

$$i_a = \frac{q_a}{S_a} \text{ (m.m./hora)} \dots\dots\dots (30)$$

Definiendo ahora la unidad de riego como la superficie -- que debe ser regada por un grupo de aspersores que funcionan simultaneamente, puede demostrarse que dicha superficie que designaremos por U (has) viene dada por la expresión

$$U = \frac{W_r}{10 K_r \cdot t \cdot i_a} \text{ (has)} \dots\dots\dots (31)$$

en la que t es la duración de la jornada de riego en horas y las demas magnitudes y unidades las ya indicadas. Según esto, y teniendo en cuenta la ec. (29) el número de aspersores necesarios para funcionar simultaneamente y completar la unidad de riego será

$$N_a = \frac{U}{S_a} \dots\dots\dots (32)$$

La distribución de estos aspersores en un determinado número de ramales laterales se efectuará de acuerdo con las características geométricas de la superficie a regar y calculando al mismo tiempo las longitudes máximas de estos ramales para que de acuerdo con sus características de funcionamiento sea respetada la norma de Christiansen que se estudiará más adelante.

#### 2.2.1.- Instalaciones individuales.-

Refiriéndonos al caso más general de fincas individuales con varios cultivos la planificación del funcionamiento del sistema es aconsejable efectuarla para cada cultivo en particular utilizando para ello las ecuaciones obtenidas en el apartado b) del párrafo anterior si se trata de riego por aspersión y procurando completar el número teórico de aspersores dado por la ec. (32) hasta conseguir un determinado número de ramales laterales completos funcionando simultáneamente por cada superficie de un determinado cultivo aunque el equipo correspondiente sea ligeramente en exceso sobre el teórico necesario.

Las mismas consideraciones pueden efectuarse cuando se trate de varias propiedades con cultivo en común.

#### 2.2.2.- Instalaciones colectivas.-

Para la planificación de una red comunal de riego por aspersión funcionando con distribución del agua por rotación o turno puede partirse, en principio de una semejanza con los sistemas convencionales de gravedad equiparando las tomas de riego de las acequias o de las tuberías de bajas presión, con los hidrantes del riego por aspersión, sin embargo, en este último caso, dado el elevado número de hidrantes y el hecho de que la red de riego no termina en estos sino en los equipos móviles aguas abajo, se presentan mayores dificultades para este tipo de distribución, distinguiéndose en este sentido tres posibles casos.

##### a) Material móvil común.-

Esta forma de organización exige una planificación de cultivos en toda la zona que en el caso óptimo debe tender a crear grandes masas de un solo cultivo aunque pertenezcan a propietarios distintos. El riego se efectúa por un equipo de regadores que controlan la presión a la salida de los hidrantes y efectúan los desplazamientos del material móvil para el riego de las diferentes masas de cultivo. Con ello se consigue uniformar los caudales de las tomas, en mayor aprovechamiento del material y una mayor eficiencia en la mano de obra pudiéndose distribuir los gastos con arreglo al volumen consumido en cada parcela.

Sin embargo el agricultor ve limitada su libertad para la planificación individual de alternativas.

b) Material móvil individual.-

Consiste en autorizar a cada finca individual un determinado número de aspersores suministrándole un caudal y presión acorde con ellos, dejando libertad al agricultor con sus cultivos.

En la práctica puede asimilarse a una red con distribución continua de caudales con lo cual las variaciones de presión serían menores debiendo vigilarse los tipos de aspersores que son utilizados. Dada la variación de tamaños de las propiedades es aconsejable la programación del riego con aspersores de presiones en tobera altas.

c) Zonas con elevado grado de parcelación.-

Cuando la propiedad está muy dividida resultando parcelas de reducida superficie puede utilizarse una variante del método anterior consistente en colocar un hidrante no en cada propiedad sino por cada grupo de propiedades convenientemente elegidas seguidas o no de tuberías terciarias que abastecen a cada propiedad.

La red comunal termina en estos hidrantes y los diversos propietarios abastecidos por el organizan el riego conjuntamente.

Es una forma de organización asimilable también a la distribución continua en lo que respecta al funcionamiento de la red comunal, es decir hasta los hidrantes, regando aguas abajo de cada uno de estos por rotación o turno.

### 2.2.3.- Possibilidades de mejora de las instalaciones.-

Dada la rápida evolución que se está produciendo en la concepción de los sistemas de riego puede ser conveniente en determinados casos dotar tanto a las redes de fincas individuales como a las de instalaciones colectivas, de una cierta flexibilidad que permita futuras adaptaciones a otras formas de funcionamiento.

En este sentido puede destacarse que el cambio de equipos móviles a instalación fija exigirá, generalmente, la utilización de aspersores de mayor presión y alcance para disminuir la longitud de la red fija y por lo tanto será necesario prever este aumento de presión en las conducciones iniciales.

Igualmente, en las redes comunales puede proveerse su cambio futuro de funcionamiento a la demanda con lo que habrá de tenerse en cuenta en los diámetros de las conducciones, especialmente en las de menor caudal nominal, el cual aumentará al pasar a esta forma de distribución.

### 2.3.- Distribución a la demanda.-

Con la distribución a la demanda, la red comunal de riego une una serie de tomas de riego denominadas acometidas las cuales han sido dispuestas previamente al trazado de la red, con arreglo a la estructura parcelaria de la zona. Cada acometida puede tener una o más salidas de agua, generalmente de 1 a 4 y abastecer a una o más propiedades respetando la independiencia de cada una de ellas. Con este sistema se consigue que cada agricultor pueda disponer de un caudal máximo prefijado función tanto de las características agronómicas de su explotación como de las propias limitaciones de los aparatos fabricados con este fin, pudiendo utilizar dicho caudal a cualquier hora del día e incluso fuera de la temporada de riegos - al mantenerse la red constantemente en carga mediante las convenientes disposiciones hidráulicas.



El control de la presión, la limitación del caudal disponible y la medición del volumen de agua servido, se efectúa en cada acometida.

Para la concepción del proyecto de una red de riego a la demanda es necesario considerar inicialmente unos "datos de partida" que vienen ya prefijados por los condicionamientos agronómicos de la zona como por las limitación de los dispositivos de fabricación, dentro de los cuales cabe destacar los siguientes:

- La "Jornada ficticia" de riego corresponde al número máximo de horas del día durante las cuales un agricultor puede utilizar su boca o bocas de salida. Generalmente será de 24 h/día. La "Jornada real" es la que se adoptaría en un funcionamiento de la red por el sistema de distribución o turno, la cual designaremos por t h/día y suele oscilar entre 16 a 20 h/día.

Se hace notar que los caudales necesarios para una distribución por rotación son los que sirven de base comparativa para el cálculo de los caudales en la distribución a la demanda.

- Los caudales a servir a cada parcela serán función tanto de sus características agronómicas como de las limitaciones impuestas en la fabricación a las acometidas que han de servirles, teniendo estas una gama determinada de caudales a las cuales ha de ceñirse el proyectista contribuyendo, este hecho, a homogeneizar y simplificar los cálculos del proyecto.

- Se denomina "Superficie equipada" a la máxima que puede ser regada con la red comunitaria, la cual será en general superior a la "superficie regada" debido a las imposiciones de alternativa de cultivo, rastrojos o barbechos, zonas o márgenes de difícil riego, etc.

### 2.3.1.- Índices de funcionamiento.-

Para proceder al cálculo de los caudales que han de circular por los diversos tramos que componen la red de riego es necesario que el proyectista fije previamente una serie de parámetros o valores según la propia experiencia y circunstancias que concurren

en la zona, efectuándose con tal fin las siguientes definiciones.

- Rendimiento de utilización de la red.-

Es la relación entre la jornada real (t h/día) y la jornada ficticia (24 h/día), es decir:

$$r = \frac{t}{24} \dots\dots\dots (33)$$

para  $16 \leq t \leq 20$ ;  $r$  estará comprendido entre 0,67 y 0,83 disminuyendo el coste de la instalación cuando  $r$  aumenta.

- Probabilidad de funcionamiento de una toma.-

Refiriéndonos a una determinada propiedad de superficie total S (has) y de caudal característico global  $\bar{q}$  (m<sup>3</sup>/ha.hora), - el caudal continuo que deberá suministrarse para el riego, vendría dado, según la ec. (25) por  $Q_c = S \cdot \bar{q}$  (m<sup>3</sup>/hora). En el caso de riego por rotación o turno con una jornada de t (h/día), el caudal Q (m<sup>3</sup>/h) que debería entregarse a esta propiedad, en el supuesto de que se regase diariamente vendría dado al hacer  $M_x = M_1$  en la ec. (27), por

$$Q = \frac{24}{t} Q_c \dots\dots\dots (34)$$

Supongamos ahora que el caudal asignado a la propiedad en el riego a la demanda, desde el hidrante que la sirve es  $Q_d$  (m<sup>3</sup>/h). Con estas condiciones, dicho caudal tendrá una utilización media diaria de t' (h/día), habiendo de satisfacer, evidentemente las igualdades

$$Q_d \cdot t' = Q \cdot t = 24 Q_c \dots\dots\dots (35)$$

a partir de la primera de estas se define como probabilidad de funcionamiento del caudal  $Q_d$  la dada por la relación

$$p = \frac{t'}{t} = \frac{Q}{Q_d} \dots\dots\dots (36)$$

- Calidad de funcionamiento. -

Mientras que la probabilidad de funcionamiento se ha referido a una toma determinada, la calidad de funcionamiento es un concepto relacionado con ella pero que se refiere a un determinado tramo de la red de conduccion y se define como la probabilidad de que el caudal demandado en las tomas abastecidas por el mismo no sobrepase el caudal calculado.

Evidentemente, en un tramo final de la red, que abastece a una sola acometida, esta probabilidad ha de ser la unidad. La calidad de funcionamiento va disminuyendo desde la cabecera de la red hasta su origen en el que es mínimo.

2.3.2.- Ventajas e inconvenientes. -

Entre las ventajas de esta forma de distribución del agua de riego pueden destacarse las siguientes:

- 1.- Libertad del agricultor para organizar sus turnos de riego atendiendo únicamente al caudal disponible en su toma ya que, en realidad, puede poner esta en funcionamiento en cualquier momento del día con una elevada probabilidad de obtener el caudal a la presión necesaria - librandole de las exigencias de disponibilidades de agua prefijadas lo que repercute en definitiva en una mayor comodidad respecto a las tareas de riego permitiendo ello una organización del trabajo y simultaneidad -- con otras tareas que repercuten en una mayor eficiencia de la mano de obra .
- 2.- Las operaciones a nivel de parcela en el riego a la demanda se reducen a la apertura o cierre de los hidrantes y a los traslados y acoples del material móvil los cuales no requieren, en general, mano de obra especializada y en las cuales puede adquirirse fácilmente experiencia, lo cual supone marcadas ventajas en las nuevas zonas regables, que evolucionan a un mayor ritmo en cuanto a la relación anual de superficie regada a superficie equipada.

- 3.- La capacidad de esta forma de distribución de agua para satisfacer mayores demandas de agua durante cortos períodos de tiempo en determinadas parcelas es mayor que en la rotación o turno, concebida en general para unas necesidades y características agronómicas medias previamente calculadas.
- 4.- La medición del agua de riego se efectúa por contadores-voltamétricos en cada toma lo que representa en una mayor exactitud en la distribución de los gastos.
- 5.- Al permanecer la red de riego en carga constantemente -- pueden, excepcionalmente, efectuarse conexiones a la red para otros usos agrícolas distintos al riego.

Entre los inconvenientes pueden destacarse los siguientes:

- 1.- Los métodos de cálculo y optimización de las redes de riego a la demanda, exigen, en general una mayor atención -- para un adecuado funcionamiento e igualmente la infraestructura de la propiedad y las costumbres en la forma de utilización del agua de riego no son siempre favorables a su implantación.
- 2.- El costo de la instalación si bien parte de la base de -- utilización de caudales mayores que en los sistemas de -- distribución por rotación o turno no resulta necesariamente superior al de otros sistemas convencionales sin embargo es este un aspecto difícil de evaluar "a priori" siendo conveniente efectuar su comparación con costos de éstos de acuerdo con las experiencias locales.

Fórmula de la demanda

Para un tramo de conducción abasteciendo  $n$  tomas, cada una de ellas con un caudal  $d$ , se obtiene que el caudal  $Q_d$  que ha de conducir en la distribución a la demanda es

$$Q_d = d \left( 1 + \sigma \sqrt{\frac{1}{N} - \frac{1}{n}} \right)$$

siendo  $U$  una función dada por

$$U = \frac{k - n p}{\sqrt{n p q}}$$

y  $k$  el número de tomas cuya probabilidad de funcionamiento es  $p$  simultáneo y de no funcionamiento de las  $n-k$  restantes, si  $n$  es elevado, viene dada por

$$P_k = \int_{-\infty}^U \phi(U) \cdot dU$$

siendo  $\phi(U)$  la función de GAUSS y denominándose la probabilidad  $P_k$  calidad de funcionamiento del tramo considerado, la cual está relacionada con  $U$  por la expresión integral anterior que satisface a la siguiente tabla de valores

$P_k(\%)$	$U$
99,9	3,09
99	2,32
95	1,84
90	1,28
80	0,84

Finalmente,  $q$  es la probabilidad de no funcionamiento de una toma, es decir  $q = 1 - p$  y  $N$  es el número de tomas que podrían funcionar simultáneamente con el caudal  $Q$  de la distribución por rotación o turno con una jornada de  $t$  horas/día, el cual viene dado por

$$N = \frac{Q}{d}$$





centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

MOVIMIENTO DE LIQUIDOS EN MEDIOS POROSOS  
CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA. PERMEABILIDAD  
INFILTRACION

DR. JOSE EDUARDO TORES SOTELO  
DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.





## II.4.- Movimiento de líquidos en medios porosos. Conductividad hidráulica. Permeabilidad. Infiltración.

Dr. José L. DE PACO

### Circulación del agua en suelos saturados :

El estudio del movimiento del agua, a través del medio poroso que es el suelo, constituye una de las partes más importantes que han de considerarse dentro de las relaciones agua-suelo, ya que conceptos tan importantes como el de unidad parcelaria de riego o bien ciertos cálculos como la determinación del espaciamiento de los drenes, el caudal que puede extraerse de un sondeo, etc., dependen de la facilidad con que dicho movimiento pueda realizarse.

Con vistas a su estudio cabe distinguir dos casos según se trate de terrenos saturados o no, siendo el primero el que sirvió de base en 1856 al ingeniero francés Darcy para enunciar la ley que lleva su nombre y que constituye el paso fundamental para el estudio del movimiento de fluidos en medios porosos.

La velocidad a que discurren las aguas subterráneas es, salvo casos excepcionales, muy pequeña y variable también en magnitud y dirección de unos puntos a otros, ya que teniendo lugar el movimiento a través de los espacios porosos que dejan las partículas y agregados entre sí, el camino que estas han de recorrer es tortuoso. Debido a ello, en lo que sigue, se considera únicamente el movimiento medio correspondiente a la totalidad de la masa de agua y en la hipótesis de que a pesar de las discontinuidades del medio físico en que nos encontramos, son siempre posibles los pasos al límite que en el planteamiento matemático del tema sean necesarios dar.

### Ley de Darcy. Permeabilidad :

Experimentando con suelos arenosos ( fig. 22 ); llegó Darcy a la conclusión de que el caudal que atraviesa una muestra ( M ) es proporcional a su sección S ( normal a la dirección del movimiento ), y a la pérdida de carga  $h_1 - h_2$ , e inversamente proporcional a su longitud l.

Es decir que se verifica

$$Q = K S \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (40)$$

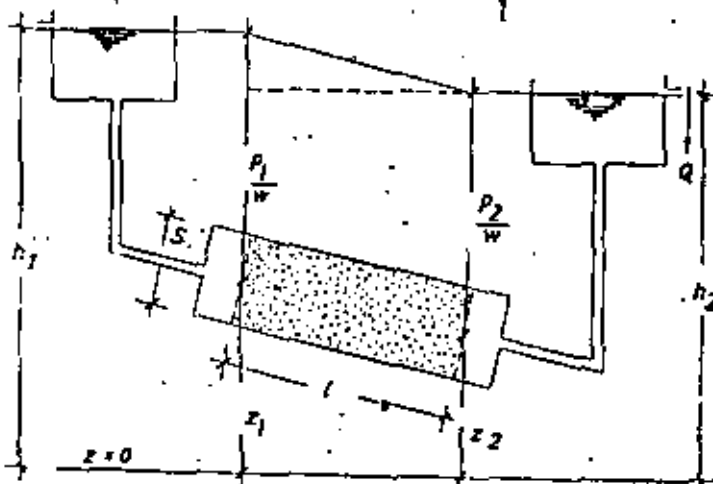


Fig. 22.- Experiencia del permeámetro de DARCY

La constante de proporcionalidad  $K$ , se denomina permeabilidad relativa dependiendo tanto de las propiedades del terreno, como de las del líquido que lo atraviesa y es una característica de la mayor importancia en todo estudio del movimiento del agua en el suelo entrando a formar parte de la mayoría de las fórmulas del riego y del drenaje.

El caudal que pasa a través de la muestra por unidad de sección (perpendicular a la dirección media del flujo) es la velocidad de filtración que viene dada por la relación

$$\frac{Q}{S} = V = K \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (41)$$

Al expresar  $h_1 - h_2$  en la altura de agua y ser  $l$  una longitud,  $K$  tiene las dimensiones de una velocidad, siendo frecuente el expresarla en cm./día o m./día, ya que la unidad cm./seg., resulta extraordinariamente grande en la mayoría de los casos que se presentan en la práctica.

La permeabilidad según la ec. (41), coincide con la velocidad de filtración cuando el gradiente de la altura piezométrica es la unidad. Según la ec. (40) puede definirse como el caudal que atraviesa la unidad de sección bajo un gradiente igual a la unidad. Haremos notar que tal y como se ha definido, la permeabilidad relativa es función de la temperatura como más adelante se verá y por lo tanto es necesario tener esta en cuenta al dar sus valores.

La altura piezométrica  $h$  que aparece en la expresión de Darcy, es igual a la energía potencial por unidad de peso del fluido en el punto en consideración, es decir:

$$h = Z + \frac{P}{w} \quad (42)$$

siendo  $Z$  la altura del punto sobre un plano tomado como nivel de referencia,  $P$  la presión y  $w$  el peso específico del líquido.

El concepto de velocidad de filtración, definido a partir de la experiencia del permeámetro, puede extenderse a cualquier movimiento de la siguiente forma. Sea  $Q$  el caudal que atraviesa el elemento de superficie  $dS$  cuya normal es  $\vec{n}$  de cosenos directores  $a, b, c$ , (ver fig. 23). Según la definición que anteriormente hemos dado, la velocidad de filtración según la normal  $\vec{n}$  será:

$$V_n = \frac{dQ}{dS}$$

Si el fluido es incomprensible, la continuidad implica que el caudal entrante por las caras  $OBC$ ,  $OAC$  y  $OAB$  sea igual al que sale, por lo-  
 $ABC = dS$ .

Si  $V_x$ ,  $V_y$  y  $V_z$  son las velocidades según los tres ejes de coor-  
denados habrá de verificarse :

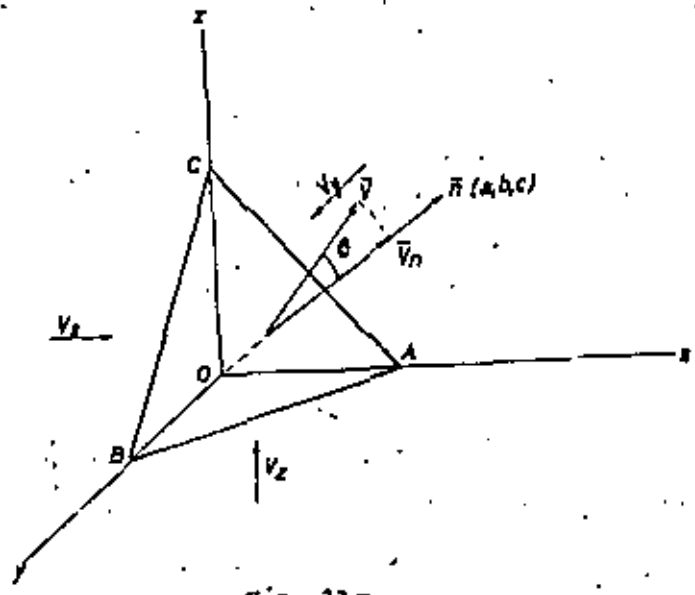


Fig.-23.-

$$\frac{1}{2} (V_x dy dz + V_y dx dz + V_z dx dy) = V_n dS$$

pero

$$\frac{1}{2} dy dz = a dS ; \frac{1}{2} dx dz = b dS ; \frac{1}{2} dx dy = c dS$$

que sustituidas en la anterior dan lugar a:

$$V_n = a V_x + b V_y + c V_z \quad (43)$$

Dada la forma de esta ecuación, en que el segundo término es el pro-  
ducto escalar de dos vectores, uno  $\vec{V} (V_x, V_y, V_z)$  y otro unitario  $\vec{n} (a, b, c)$   
 $V_n$  será entonces la componente en la dirección  $\vec{n}$  del vector  $\vec{V}$  que se denomina,  
velocidad de filtración, verificándose a su vez (ver fig. 23):

$$V_n = \vec{V} \cdot \vec{n} = V \cos \theta \quad (44)$$

Por lo tanto, conocido  $\vec{V}$  puede calcularse el caudal que atravesará cualquier elemento de superficie  $dS$  de normal  $\vec{n}$  sin más que aplicar (44) y teniendo en cuenta que

$$dQ = V_n dS$$

Cualquier elemento de superficie que contenga a  $\vec{V}$  no es atravesado por ningún caudal, ya que el producto escalar  $\vec{V} \cdot \vec{n}$  sería nulo.

Una superficie formada por tales elementos se denomina superficie de corriente.

Se llaman líneas de corriente a aquellas que son tangentes en cada punto al vector velocidad de filtración.

En realidad, tal y como en la práctica tiene lugar el movimiento, las superficies de corriente si son atravesadas en todas direcciones por moléculas del líquido, lo que ocurre es que al considerar el movimiento medio, la resultante de todos estos caudales que la atraviesan es nula.

#### Ley de Darcy generalizada :

Mediante el paso al límite, la ec. (41), deducida directamente de la experiencia del permeámetro, puede ponerse en la forma :

$$V = -K \frac{dh}{dl} \quad (45)$$

La velocidad de filtración es directamente proporcional a la derivada de la altura piezométrica en la dirección del movimiento, indicando el signo negativo que este se produce en el sentido de los potenciales decrecientes.

La generalización consistirá en admitir que la ec. (45) se cumple en cualquier punto y en cualquier dirección dentro de una masa de fluido en movimiento en el seno de un medio poroso. En este caso si las componentes de  $\vec{V}$  son  $V_x, V_y, V_z$ , se verificarán :

$$\begin{aligned} V_x &= -K \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= -K \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= -K \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (46)$$

de la que se deduce la igualdad vectorial :

$$\bar{V} = -K \overline{\text{grad}} h \quad (47)$$

Mediante la generalización de la ley de Darcy, pueden deducirse algunas propiedades importantes respecto al vector  $\bar{V}$  y al campo escalar  $h$  que han de verificarse en el régimen permanente.

Refiriéndose a la figura 24 sean  $V_x, V_y, V_z$  las componentes de la velocidad de filtración en el punto 0, según los ejes  $Ox, Oy, Oz$ .

El caudal que entra por la cara  $OABC$  del paralelepípedo elemental es :

$$V_x \, dy \, dz$$

y el que sale por la cara opuesta :

$$\left( V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) dy \, dz$$

La diferencia entre ambos es por lo tanto

$$\Delta q_x = - \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \, dy \, dz$$

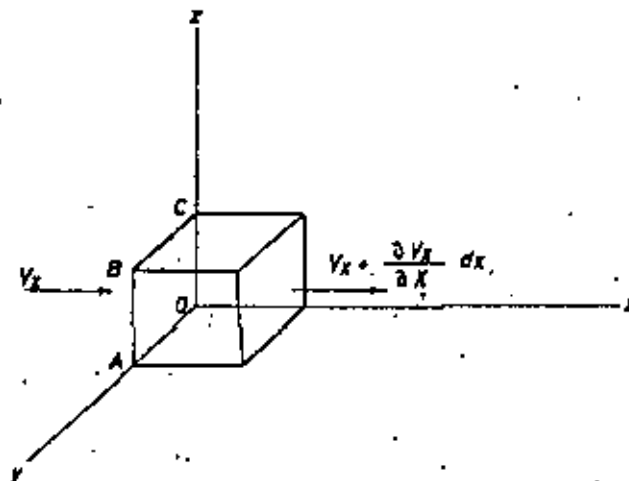


Fig. 24.-

Razonando de forma análoga para las cuatro caras restantes, opuestas dos a dos, resulta, para la diferencia total de caudal :

$$\Delta q = - \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) dx dy dz$$

Si consideramos el líquido y el medio poroso en que tiene lugar su movimiento, incomprensible y no hay puntos surgentes ni sumentes en el interior del volumen elemental, la continuidad implica  $\Delta q = 0$ , de donde se deduce :

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0 \quad (48)$$

es decir que la divergencia del vector velocidad de infiltración es nula.

Combinando la ec. (48) con las (46), se obtiene sin dificultad

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (49)$$

Que es la ec. de Laplace. Por lo tanto el campo escalar de las alturas piezométricas es armónico.

A partir de las ec. (46) puede también definirse un potencial de velocidades que tiene por expresión :

$$\phi_v = K h \quad (50)$$

que cumple también con la ecuación de Laplace.

Hasta ahora nos hemos referido únicamente al caso de terrenos isótropos, es decir que poseen las mismas propiedades en cualquier dirección. Por ello, al generalizar la Ley de Darcy mediante las ecs. (46) el valor de la permeabilidad en las tres direcciones  $\overline{Ox}$ ,  $\overline{Oy}$ ,  $\overline{Oz}$  es el mismo. En general no ocurre así en la práctica. El caso más general de valores distintos según la dirección que se considere conduce a las siguientes expresiones :

$$\begin{aligned} v_x &= -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (51)$$

para las componentes de la velocidad de filtración, y

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (52)$$

para la cota piezométrica en régimen permanente.

Ambas ecuaciones corresponden al caso de terrenos anisótropos en cuyo estudio no entramos aquí

Finalmente haremos notar que las expresiones que se han obtenido son válidas cuando se sustituye la altura piezométrica  $h$  por la carga hidráulica  $\phi$  ya que las magnitudes

$$\phi = Z + \frac{P}{w} + \frac{V^2}{2g} \quad (53)$$

$$h = Z + \frac{P}{w}$$

son en general prácticamente iguales al ser muy pequeños los valores  $V^2/2g$  en la circulación de las aguas subterráneas.

#### Transmisibilidad :

Este concepto introducido por Theis en 1935, tiene cada día más aplicación en los estudios de movimiento de líquidos en medios porosos.

Viene definido por la expresión :

$$T = K D \quad (54)$$

en la que  $K$  es la permeabilidad y  $D$  el espesor medio del acuífero.

Refiriéndose a la figura 25, si  $AB A' B'$  es la superficie libre del acuífero, limitado, en su parte inferior, por la capa impermeable  $E F E' F'$ , el espesor del mismo está comprendido, dentro de la zona objeto del estudio, entre el máximo  $AE$  y el mínimo  $A' E'$  (iguales respectivamente a  $BF$  y  $B' F'$ ) siendo su valor medio

$$D_s = \frac{AE + A'E'}{2} \quad (55)$$

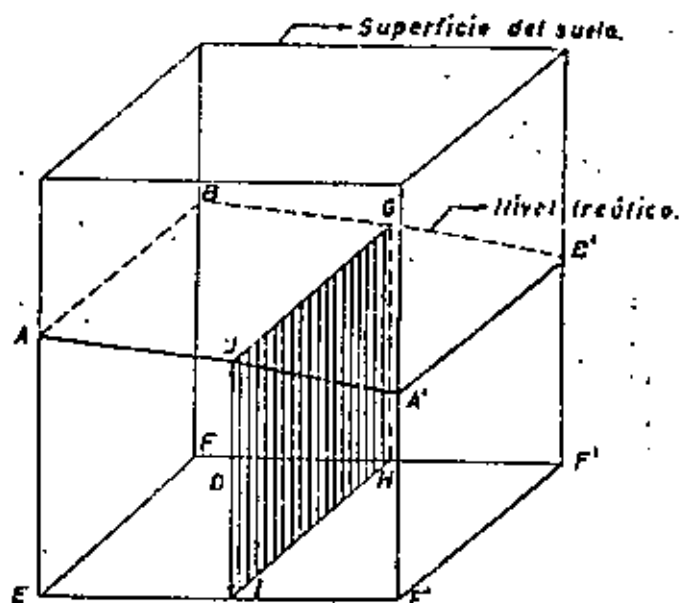


Fig.-25.- Significado físico de la transmisibilidad.

Si tomamos la anchura  $EF$  igual a la unidad, la transmisibilidad es igual al caudal que atraviesa la sección vertical media  $JGH$ , de altura el espesor medio del acuífero  $D$  y anchura la unidad, cuando el gradiente de la carga hidráulica es también la unidad.

Como veremos, en los capítulos dedicados a hidráulica de pozos y medidas de permeabilidad, la transmisibilidad permite, una vez conocida, deducir el espesor medio del acuífero si se sabe a priori el valor de  $K$  o bien determinar el valor de esta cuando se conoce el de  $D$ .

Igual que la permeabilidad, la transmisibilidad varía con la temperatura a que se realice el ensayo, como se deduce de la ec. (.54).

#### Relaciones entre permeabilidad, textura y estructura de los suelos :

Gran número de investigadores han tratado de relacionar la permeabilidad con la textura y estructura de los suelos en que hacían los ensayos.

En general, ninguna de las fórmulas propuestas tiene validez general sirviendo únicamente para dar una estimación más o menos exacta del valor real, y han de emplearse siempre dentro de las condiciones para las que fueron halladas, pues de otra forma se corre el riesgo de llegar a fuertes errores. En general para cualquier cálculo en que sea necesario conocer el valor de  $K$  solo podrán emplearse para estos los deducidos mediante ensayos directos bien sean en campo o laboratorio.

Por ello, las fórmulas que se dan a continuación solo tienen realmente un carácter informativo.

Dentro de las expresiones que relacionan la permeabilidad con la textura daremos las siguientes :



1.- Fórmula de A. Hazen (1.893)

$$v = c \frac{(D_{10})^2 h}{l} (0,70 + 0,03 t)$$

en la que :

v = velocidad de filtración (m./día)

c = coeficiente de uniformidad que depende del de uniformidad de la granulometría y disminuye cuando este aumenta.

$D_{10}$  = diámetro eficaz

h = pérdida de carga

l = espesor de la capa filtrante

t = temperatura en grados centígrados

2.- Fórmula de F. Seelheim (1880)

$$v = 37,6 d^2 J ; (t = 12^{\circ}\text{C})$$

siendo :

v = velocidad de filtración en cm./seg.

d = diámetro de la partícula de peso medio en cm.

J = pérdida de carga unitaria

3.- Fórmula de Slichter (1899)

$$Q = 0,2012 \frac{h (D_{10})^2 A}{\eta l c}$$

con :

Q = caudal en pies cúbicos/minuto

h = carga en pies de agua

A = sección total en pies cuadrados

l = longitud de la columna filtrante en pies

$D_{10}$  = diámetro eficaz en mm.

$\eta$  = viscosidad absoluta del agua

C = factor dependiente de la porosidad

Otra serie de ensayos tratan de relacionar la permeabilidad bien sea con la porosidad total, bien con la porosidad efectiva, entre estas mencionaremos :

4 .- Fórmula de Bakhmeteff.

$$P = c d^2 n^{4/3}$$

en la que :

P = permeabilidad intrínseca

c = constante

d = diámetro de las partículas

n = porosidad total

5 .- Fórmula de Kozeny, Fair y Hatch

$$P = c \left( \frac{V}{S} \right)^2 \frac{M^3}{(1-M)^2}$$

siendo :

P = permeabilidad intrínseca

c = constante

V/S = relación media del volumen de las partículas a su superficie

M = porosidad total

6 .- Lee D. Dumm, en un artículo que con el título "Subsurface drainage by transient-flow theory" publicó en 1968 en la revista "Journal of the Irrigation and Drainage Division. A.S.C.E.", da como relación entre permeabilidad y porosidad efectiva el gráfico representado en la figura 26, en la que los ejes de coordenadas están en escala logarítmica.

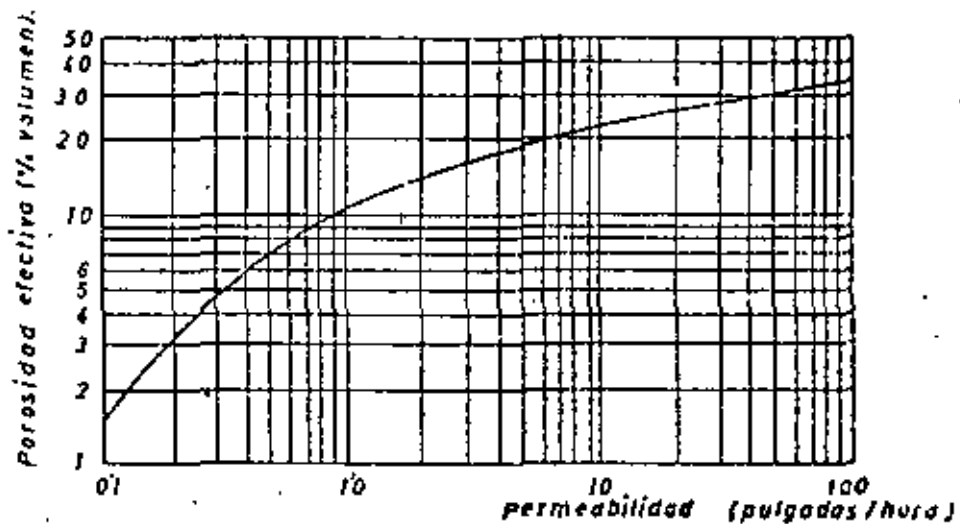


Fig.-26.- Relación entre permeabilidad y porosidad efectiva. (según L. D. DUMM)

7.- El autor (1) ha obtenido en la cuenca del río Ter, la correlación que se da en la figura 27 cuya ecuación de regresión es :

$$\log. K. = 0,830 + 0,034 p$$

en la que K es la permeabilidad y p la porosidad efectiva expresada en porcentaje de volumen total. El número de puntos ensayados fué de  $n = 16$  y el coeficiente de correlación de  $r = 0,814$ .

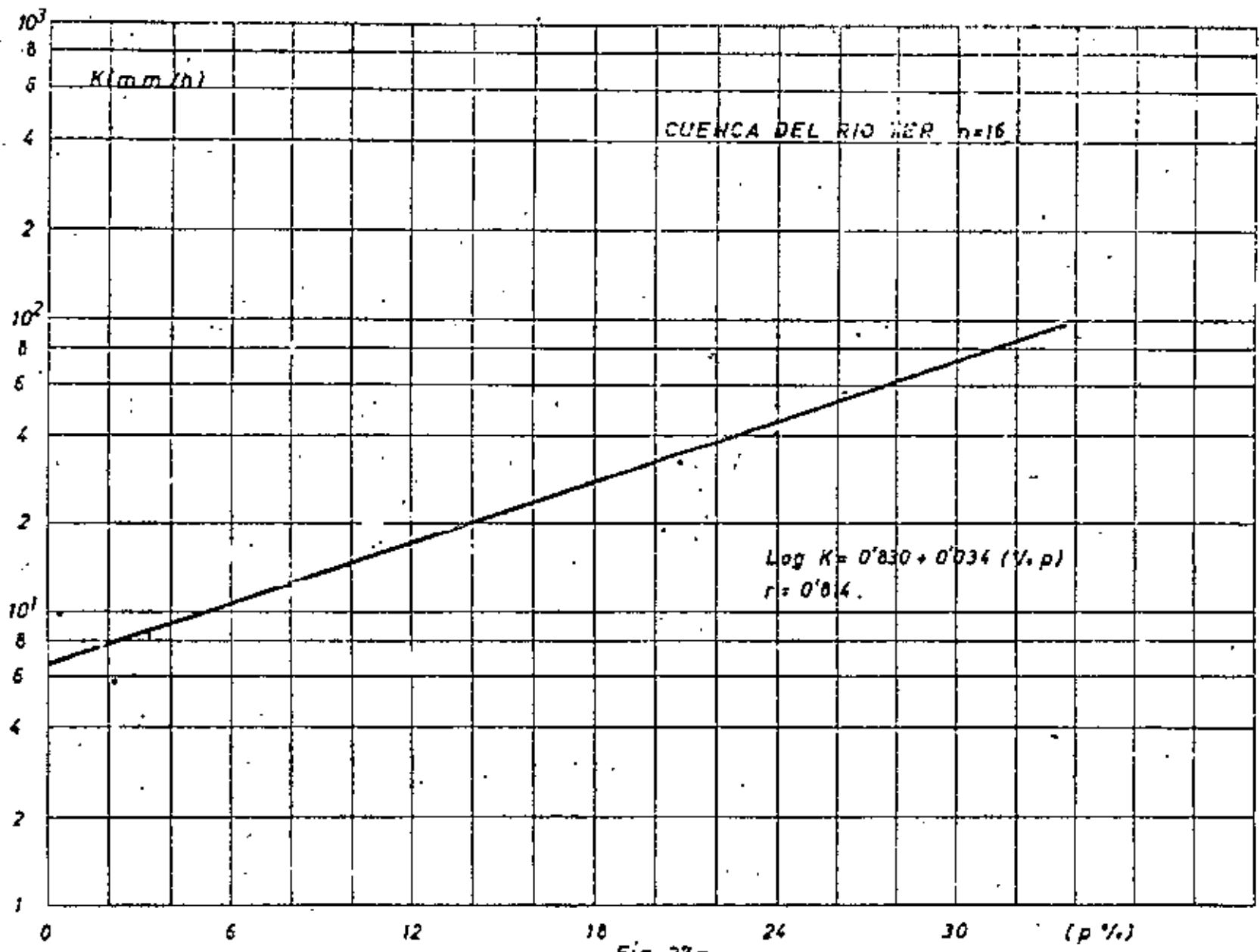


Fig-27.-

Permeabilidad global en terrenos estratificados :

En general el terreno no es homogéneo y presenta propiedades distintas de unos puntos a otros, pudiendo alternar en lo que a permeabilidad se refiera, zonas con valores muy diferentes. En estos casos, el proyectista se encuentra, gran número de veces con la necesidad de adoptar un valor que sea representativo dentro de la zona objeto de estudio. El objeto de este párrafo es determinar ese valor global en dos casos extremos que pueden presentarse en la práctica, correspondientes al caso de existir varios estratos, bien sean paralelos o perpendiculares a la dirección del flujo.

En primer lugar estudiaremos el caso en que las direcciones del flujo y de la estratificación son la misma. En la figura 28,  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  son las superficies de los diversos horizontes, por unidad de espesor en dirección perpendicular al plano del dibujo y normales a la del flujo. La pérdida de carga que se produce al atravesar el agua cualquiera de ellos es la misma e igual a  $h$ , siendo  $L$  la longitud, común en todas.

El caudal que atraviesa el primer estrato es :

$$Q_1 = K_1 d_1 \frac{h}{L}$$

Para los otros dos se verifica de forma análoga

$$Q_2 = K_2 d_2 \frac{h}{L}$$

$$Q_3 = K_3 d_3 \frac{h}{L}$$

Considerando la totalidad de la muestra de sección  $d_1 + d_2 + d_3$  y permeabilidad global  $K_a$ , el caudal total  $Q$  que la atraviesa viene dado por

$$Q = K_a (d_1 + d_2 + d_3) \frac{h}{L}$$

pero como  $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$  se obtiene, sustituyendo en esta igualdad cada caudal por su valor en función de las expresiones anteriores:

$$K_a (d_1 + d_2 + d_3) \frac{h}{L} = K_1 d_1 \frac{h}{L} + K_2 d_2 \frac{h}{L} + K_3 d_3 \frac{h}{L}$$

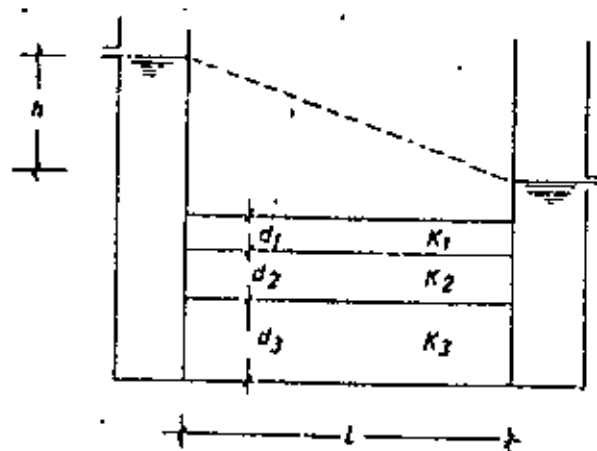


Fig.- 28.- Flujo paralelo a la dirección de la estratificación.

Dividiendo en sus dos miembros por el factor común  $h/L$  y despejando  $K_a$  se obtiene para esta:

$$K_a = \frac{K_1 d_1 + K_2 d_2 + K_3 d_3}{d_1 + d_2 + d_3} \quad (56)$$

En el caso de que existan  $n$  estratos, todos del mismo espesor  $d$  se verifica:

$$K_a = \frac{\sum K_i}{n} \quad (57)$$

es decir que la permeabilidad global es la media aritmética de las permeabilidades.

Finalmente y con referencia a la figura 29 estudiemos el caso en que la dirección de la estratificación es perpendicular a la del flujo. En este caso el caudal que atraviesa cualquier estrato es el mismo, pero las pérdidas de carga son diferentes produciéndose la  $h_1$  al atravesar el agua el primero,  $h_2$  al atravesar el segundo y  $h_3$  en el tercero.

En estas condiciones la pérdida total  $h$  será:

$$h = h_1 + h_2 + h_3$$

y el caudal

$$Q = Q_1 = Q_2 = Q_3$$

Sustituyendo en la primera de estas expresiones los valores  $h_i$  en función de los restantes que aparecen en la Ley de Darcy y siendo  $K_h$  la permeabilidad global,  $L = d_1 + d_2 + d_3$ , la longitud total y  $S$  la sección normal al flujo, igual en todos los estratos, se obtiene :

$$\frac{Q (d_1 + d_2 + d_3)}{K_h S} = \frac{Q d_1}{K_1 S} + \frac{Q d_2}{K_2 S} + \frac{Q d_3}{K_3 S}$$

en la que dividiendo por  $Q/S$  en ambos términos y despejando el valor  $K_h$  se deduce para este :

$$K_h = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \frac{d_3}{K_3}} \quad (58)$$

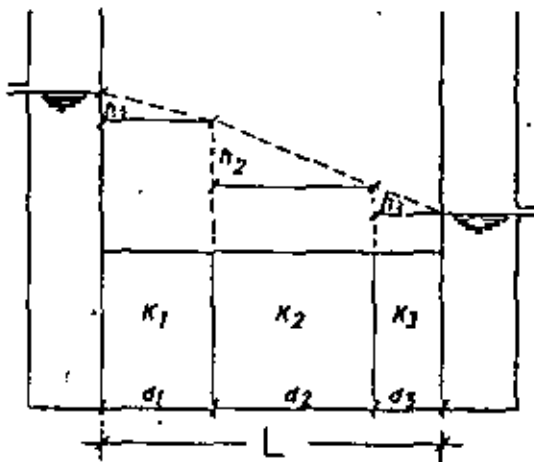


Fig.-29.- Flujo perpendicular a la dirección de la estratificación.

En el caso de existir  $n$  estratos, todos con el mismo espesor lo ec. (58) se simplifica dando lugar a :

$$K_h = \frac{n}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (57)$$

es decir, que la permeabilidad global es la media armónica de todas las permeabilidades.

Como se ha demostrado en los casos extremos de dirección de la estratificación los valores globales de la permeabilidad son respectivamente la media aritmética  $K_a$  y la media armónica  $K_h$ .

H. Bouwer ( 1 ), considera que en un suelo heterogéneo el flujo será una combinación de las direcciones paralela y perpendicular a la estratificación y de muestra, por medio de la analogía eléctrica con la malla de resistencias, que por ello el valor más aproximado a la permeabilidad global real será el dado por la media geométrica.

$$K = \sqrt[n]{K_1 K_2 \dots K_n} \quad (60)$$

Para la resolución de diversos problemas de movimiento del agua en el suelo es de gran utilidad el empleo de las analogías eléctricas deducidas de la semejanza entre la ley de Ohm y la de Darcy como se deduce a continuación.

La primera de estas leyes tiene por expresión matemática,

$$I = \frac{V}{R} = K' V \quad (61)$$

siendo

$I$  = intensidad de la corriente en amperios

$V$  = diferencia de potencial en voltios

$K' = 1/R$  = conductancia ( Inversa de la resistencia en ohmios )

Pero a su vez

$$K' = K \frac{A}{L} \quad (62)$$

en la que

$K$  = conductividad específica

$A$  = sección del conductor

$L$  = longitud del conductor

Sustituyendo la ecuación ( 62 ) en la ( 61 ) se obtiene :

$$I = K A \frac{V}{L} \quad (63)$$

( 1 ). H. Bouwer. - Planning and interpreting soil permeability measurements. Jour. of. the Irr. and Drain. Division. Proc. of the Am. Soc. Civil. Engineers. Sept. 1969



cuya analogía con la ley de Darcy

$$Q = K A \frac{H}{L} \quad (64)$$

es evidente resultando como magnitudes equivalentes,

Intensidad - Caudal

Conductividad específica - Permeabilidad

Diferencia de potencial - Pérdida de carga

Uno de los primeros en re-conocer esta analogía fue Slichter (1), sin embargo probablemente fue Pavlovsky (1922) el primero en obtener consecuencias prácticas de la misma.

Límite de validez de la Ley de Darcy :

La ley de Darcy indica que la velocidad de filtración es directamente proporcional a la pérdida de carga unitaria.

$$V = - K J \quad (65)$$

pero esta proporcionalidad no se conserva indefinidamente pues, experimentalmente, se ha comprobado (2), que cuando se aumenta progresivamente la pérdida de carga, el caudal, a partir de un cierto valor de esta, aumenta menos de lo que corresponde a la expresión anterior y se obtiene un gráfico como el representado, esquemáticamente, en la figura 30.

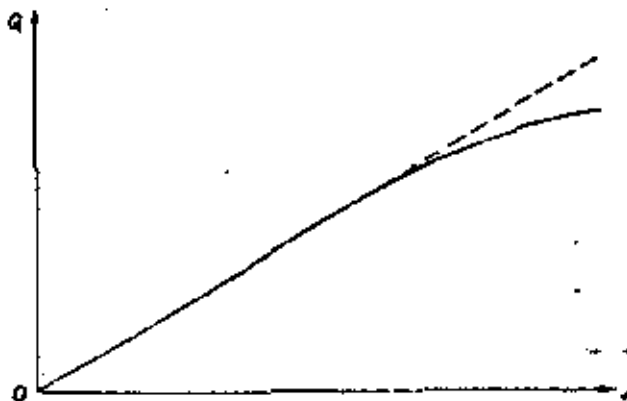


Fig.-30.- Desviación de la ley de DARCY para gradientes elevados.

(1). J. N. Luthin. Drainage. Engineering. J. Willey. N. York

(2). Lindquist. 1er. Congrès des Grands Barrages. Stockholm 1933.

La ley general de las pérdidas de carga viene expresada por

$$J = - f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (66)$$

en la que  $f$  es un factor de rozamiento dependiente del número de Reynolds ( $Re$ ) y de la rugosidad relativa  $\epsilon/d$ ,  $\epsilon$  es la irregularidad media,  $d$  es el diámetro de la tubería y  $v$  es la velocidad media del movimiento. Cuando se trata de un medio poroso  $v$  es la velocidad de filtración y  $d$  un diámetro característico, no bien de finido de las partículas que forman el acuífero. Haremos notar que hay autores que emplean como velocidad, en el número de Reynolds, la media correspondiente al movimiento del agua dentro de los poros, ligada con la de filtración por la relación

$$v_p = \frac{v}{P}$$

en la que  $P$  es la porosidad total expresada en tanto por uno de volumen de suelo.

Para un suelo determinado  $f$  será únicamente función de  $Re$ .

$$f = f(Re) \quad (67)$$

función que varía con los valores de  $Re$ . En lo que sigue nos referimos exclusivamente a las formas de esta función para medios porosos.

Como límites extremos, la ec. (67) adopta la forma

$$f = \frac{a}{Re} \quad (68)$$

en el dominio de los pequeños números de Reynolds ( $Re < 1 - 10$ ) y la

$$f = b, \text{ (constante)} \quad (69)$$

cuando el régimen es turbulento y los valores de  $Re$  muy elevados.

Cuando estos valores superan a 10, la ec. (68) deja de ser válida entrándose en una zona de transición para la que Lindquist propone relaciones de la forma (1)

$$f = \frac{a}{Re} + b \quad (70)$$

---

(1). G. Schaeбели. op. cit.

Si representamos en escalas logarítmicas  $f$  y  $Re$ , las ecs. (68) y (69) aparecen como rectas, por lo que la representación gráfica de la (67), al variar  $Re$  ampliamente, será análoga a la indicada en la figura 31 dejando de haber proporcionalidad entre velocidad de filtración y pérdidas de carga unitaria en la región  $1 < Re < 10$  aproximadamente, como ya se ha indicado. Los valores en los ejes de coordenadas solo indican órdenes de magnitudes.

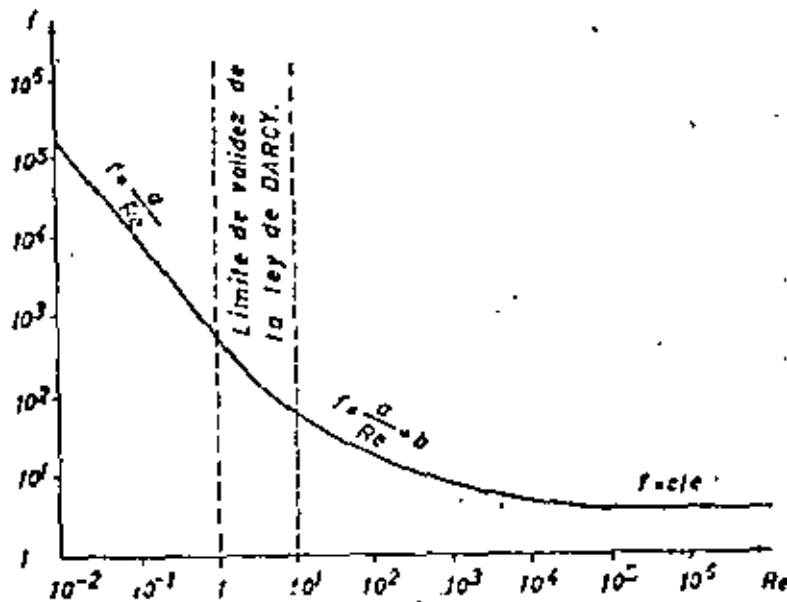


Fig.-31.- Variación del factor de fricción con el número de REYNOLDS.

Teniendo en cuenta que  $Re = \rho d V / \eta$ , sustituyendo en la (66) se obtiene cuando se cumple a su vez la (63), es decir, en la región de validez de la Ley de Darcy.

$$J = - \frac{a}{\rho d V} \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

de la que puede despañarse  $V$  obteniéndose:

$$V = - \frac{2}{a} d^2 \frac{\rho w}{\eta} J \quad (71)$$

lo cual indica que en un suelo dado, en el que  $d$  es conocido y a una determinada temperatura, la velocidad es proporcional a las pérdidas de carga, lo que implica una total analogía entre los fenómenos expresados por las ecs. (65) y (68).

(1). G. Schneebeli. op. cit.

Permeabilidad intrínseca:

Al definir la permeabilidad relativa  $K_r$  a partir de la experiencia del porosímetro, se indicó que era función tanto de las características del medio poroso como de las propiedades del líquido que lo atraviesa.

La comparación de la ec. (40) con la de Poiseuille para movimiento de líquidos en tubos capilares proporciona un medio para separar ambas influencias poniendo de manifiesto las que son debidas al suelo y las correspondientes al líquido.

Esta ley viene dada por la relación :

$$Q = \frac{\pi d^4}{128} \frac{w}{\eta} \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (1)$$

que se transforma al ser el tubo de sección circular  $S = \pi d^2/4$  en la

$$Q = \frac{d^2}{32} \frac{w}{\eta} S \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (72)$$

la cual es totalmente análoga a la ec. (40) si se toma para la permeabilidad relativa  $K_r$  el valor

$$K_r = \frac{d^2}{32} \frac{w}{\eta} \quad (73)$$

la cual permite a su vez, definir la permeabilidad intrínseca  $K'$  mediante :

$$K' = \frac{d^2}{32} \quad (74)$$

que depende solamente de una magnitud característica del suelo, concretamente del diámetro de las partículas que lo forman. Las dimensiones de  $K'$  son  $L^2$ , denominándosele también permeabilidad geométrica.

---

(1) La deducción de esta expresión puede encontrarse, p.ej. en Apuntes de hidráulica general y aplicada, párrafo 9.2.3. por J.E. Torres Sotelo, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos, de Valencia.

Influencia de la temperatura sobre la permeabilidad relativa :

De las ecs. (73) y (74) se deduce que la relación entre las permeabilidades relativa y geométrica es

$$K = K' \frac{w}{\eta} = K' \frac{a}{\nu} \quad (75)$$

en la que  $\nu$  es la viscosidad cinemática del líquido.

Puesto que esta varía con la temperatura, se verificará para dos distintas  $t_1$  y  $t_2$

$$K_2 = K_1 \frac{\nu_1}{\nu_2}$$

La dependencia de la viscosidad cinemática con la temperatura puede expresarse, en el caso del agua mediante la fórmula aproximada.

$$\nu = \frac{0,4}{t + 20} \quad (76)$$

en la que  $\nu$  viene expresada en  $\text{cm}^2/\text{seg.}$  y  $t$  en grados centígrados.

Dada esta variación conviene referir las permeabilidades encontradas en el laboratorio o en ensayos de campo a una temperatura común, por ejemplo de  $15^\circ \text{C}$  la que puede hallarse por medio de la fórmula

$$K (15^\circ) = K (t^\circ) \frac{35}{t + 20} \quad (77)$$

En el caso de líquidos a que nos venimos refiriendo la viscosidad disminuye al aumentar la temperatura, y por tanto la permeabilidad relativa aumenta con esta.

En la siguiente tabla se dan los valores de la viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas.

$t^{\circ} C$	$\frac{cm^2}{seg}$	$t^{\circ} C$	$\frac{cm^2}{seg}$
5	$15,3 \times 10^{-3}$	40	$6,6 \times 10^{-3}$
10	$13,4 \times 10^{-3}$	50	$5,5 \times 10^{-3}$
20	$10,3 \times 10^{-3}$	60	$4,7 \times 10^{-3}$
30	$8,0 \times 10^{-3}$	70	$4,0 \times 10^{-3}$

Movimiento a través de zonas de distinta permeabilidad :

Se denominan líneas de corriente aquellas tales que, en cada instante, la tangente en cada uno de sus puntos tiene la misma dirección que la velocidad correspondiente.

Las líneas equipotenciales son las formadas por todos los puntos con igual cota piezométrica.

Las líneas de corriente son perpendiculares a los equipotenciales, ya que en esta dirección el gradiente será máximo y por lo tanto según ellos se producirá el movimiento.

Entre cada dos líneas de corriente pasa siempre el mismo caudal  $\Delta q$ . Entre cada dos líneas equipotenciales existe siempre la misma diferencia de potencial  $\Delta h$ . Tomando en la representación gráfica  $\Delta q = \Delta i$ , el conjunto de ambas familias de curvas, forma una malta de flujo constituida por cuadrados de lados curvos, tal y como aparecen en la figura 32.

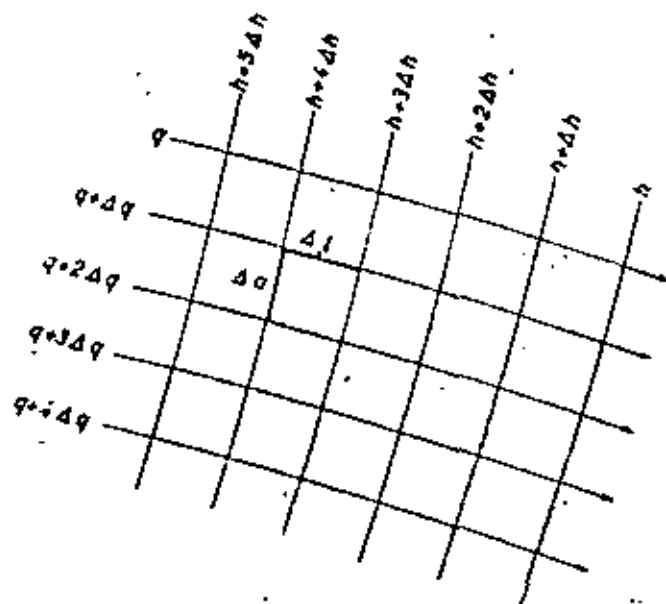


Fig.-32.- Líneas de corrientes y equipotenciales.

Si  $\Delta a$  es la distancia entre dos líneas de corriente e  $\Delta l$  la existente entre dos equipotenciales, se verificará

$$\Delta \eta = K \Delta a \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

pero como  $\Delta a = \Delta l$  por ser una malla cuadrada, la expresión anterior conduce a

$$\Delta q = K \Delta h$$

Si  $h$  es la pérdida de carga total en la región considerada  $N_c, N_e$  el número de líneas de corriente y equipotenciales y  $q$  el caudal total, se cumplirán las dos igualdades siguientes :

$$\Delta h = \frac{h}{N_e - 1}$$

$$\Delta q = \frac{q}{N_c - 1}$$

las cuales sustituidas en la anterior dan lugar a

$$q = K \cdot h \cdot \frac{N_c - 1}{N_e - 1} \quad (78)$$

que determina el caudal en función de la geometría de la malla de flujo una vez conocida la permeabilidad y la pérdida de carga total.

La red representada en la figura 32, supone la existencia de un medio isótropo. Sin embargo puede suceder que la región en la que tiene lugar el movimiento no sea homogénea existiendo zonas de distinta permeabilidad. Cuando se pasa de una región de permeabilidad  $k_1$  a otra de valor  $k_2$  tiene lugar una variación en la dirección de las líneas de corriente que se traduce en nuevos valores para  $\Delta a$  e  $\Delta l$ .

Refiriéndonos a la figura 33, el caudal que circula por entre las dos líneas de corriente en la región de permeabilidad  $K_1$ , por unidad de espesor del acuífero en dirección normal al plano de la figura, es :

$$\Delta q_1 = K_1 a_1 \frac{\Delta h}{l_1}$$

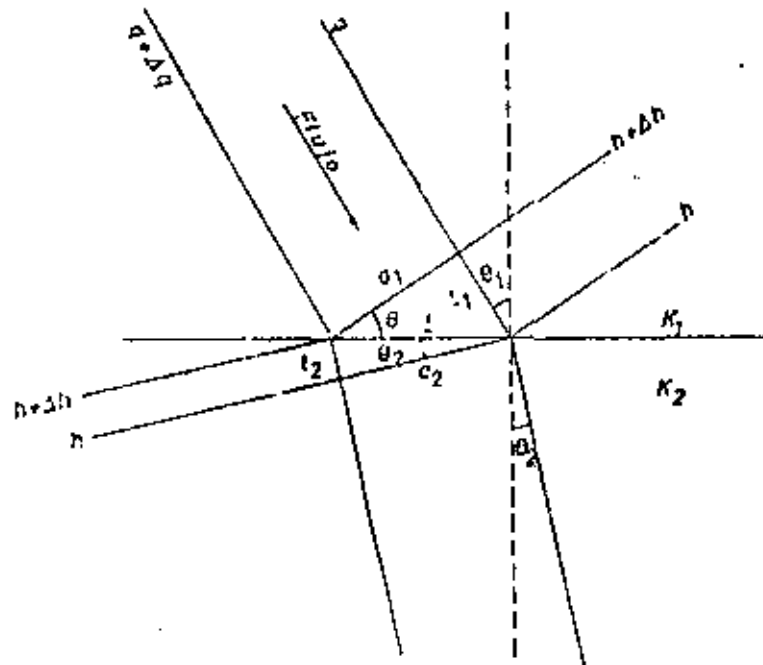


Fig.-33.- Cambio de dirección en las líneas de corriente al variar la permeabilidad.

y el correspondiente a la región  $K_2$

$$\Delta q_2 = K_2 a_2 \frac{\Delta h}{l_2}$$

pero  $\Delta q_1 = \Delta q_2$  por lo que :

$$K_1 \frac{l_2}{a_2} = K_2 \frac{l_1}{a_1}$$

es decir :

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\operatorname{tg} \theta_1}{\operatorname{tg} \theta_2} \quad (79)$$

que permite calcular  $\theta_2$  conocidos  $K_1$ ,  $K_2$  y  $\theta_1$



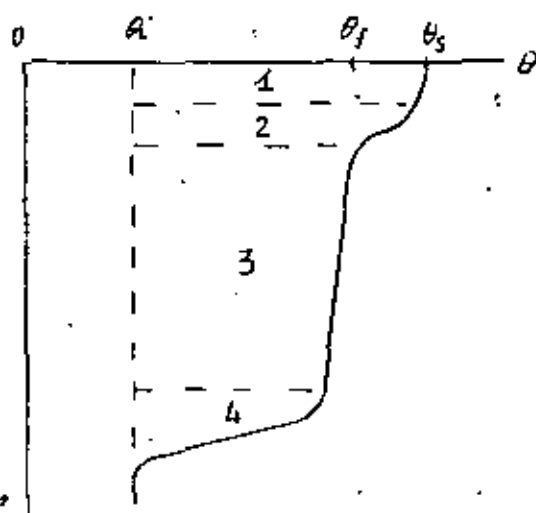
## Infiltración

Generalmente, los horizontes superiores del suelo, en los que tiene lugar el desarrollo de los cultivos, no se encuentran en fase de saturación, es decir, los espacios porosos existentes entre los elementos sólidos, se encuentran en parte ocupados por agua y en parte por aire.

Por otra parte, el funcionamiento adecuado de todo sistema de riego implica la existencia de un equilibrio entre dos sistemas hidráulicos distintos. Uno es el formado por la red de conducciones que tienen como misión la entrega de los caudales de agua necesarios para satisfacer las necesidades de las plantas y las pérdidas que inevitablemente se producen y el otro, formado por estos horizontes de suelo no saturado cuya misión es doble, por una parte, la de retener esta agua en contra de la acción de la gravedad y por otro, su transmisión al sistema radicular a través del cual, son absorbidos por el cultivo.

## Perfiles de humedecimiento

Las experiencias realizadas por BODMAN y COLEMAN en 1944 permitieron definir las diversas fases de una curva representativa del contenido de humedad  $\theta$  como función de la distancia  $l$  a la sección de aplicación del agua así como de su evolución en el tiempo.



Si la intensidad de aplicación es suficientemente elevada, pueden distinguirse cuatro zonas :

### 1.- Zona de saturación

cercana a la sección de aplicación de la humedad y con un contenido de esta igual o muy cercano al de saturación.

### 2.- Zona de transición

Caracterizada por un rápido decercimiento de la humedad y en la cual, el aire se encontraría a una presión ligeramente superior a la atmosférica, debido a la dificultad para ser expulsado a través de la zona de saturación.

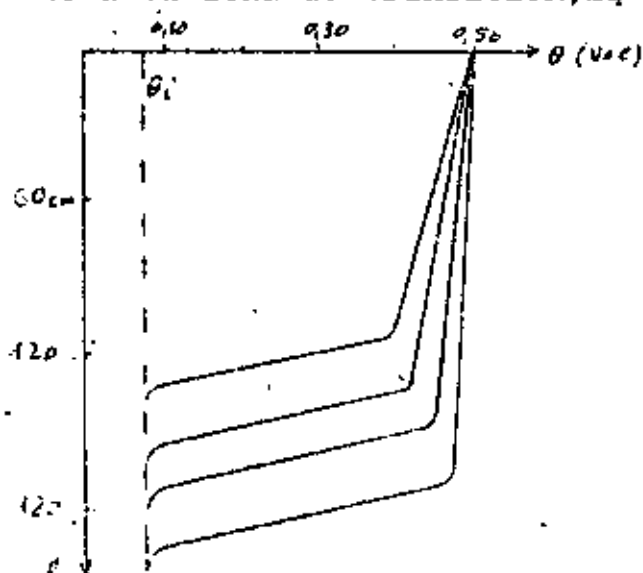
### 3.- Zona de transmisión

Caracterizada por un contenido de humedad prácticamente uniforme  $\theta = \theta_f$  y cuyo espesor va aumentando con el tiempo de infiltración.

### 4.- Frente de humedad

Constituye el límite de avance de la zona humedecida y se caracteriza por un rápido decrecimiento de la humedad — desde el valor  $\theta_f$  hasta contenido inicial  $\theta_i$ .

En análisis matemático realizado en 1957 por PHILIP, este observó que sus ecuaciones estaban de acuerdo con las observaciones experimentales de BODMAN y COLEMAN excepto en lo referente a la zona de transición, la cual, no era contemplada en sus



ecuaciones debido al estado de burbujas de aire atrapadas por debajo de la zona de saturación a la que anteriormente se ha hecho referencia.

En la figura, se representan las curvas calculadas analíticamente por PHILIP en 1957, en un suelo de textura franco arenosa así como su evolución en el tiempo, habiéndose efectuado la determinación de los sucesivos perfiles de humedad, a intervalos de  $t = 10^6$  seg, es decir de 11,6 días.

### Soluciones al proceso de infiltración

Con una finalidad práctica se exponen ahora, algunas de las soluciones de mayor interés, que se han obtenido para tratar analíticamente este importante proceso de la infiltración.

En lo sucesivo, designaremos por  $I$  la cantidad total de agua infiltrada durante un cierto tiempo, generalmente expresada en m.m. y por  $i$  a la velocidad aparente de infiltración en un instante dado, que expresaremos en m.m./hora.

### Formula de KOSTYAKOV

En 1932, KOSTYAKOV obtuvo experimentalmente, que la velocidad de infiltración sobre una superficie uniforme y horizontal con flujo descendente y vertical, podía expresarse como una función del tiempo  $t$  transcurrido desde el comienzo del proceso.

Solución de PHILIP para infiltración vertical

Para la cantidad total de infiltración I, PHILIP, obtiene la expresión

$$I = K_1 t + [ S t^{1/2} + A_1 t + A_2 t^{3/2} + \dots + A_n t^{m/2} ]$$

en la que  $K_1$  es la conductividad hidráulica no saturada para el contenido inicial de humedad, S es la denominada "Sorbicidad" y  $A_1$  son constantes que dependen de los contenidos de humedad inicial y final.

La ecuación anterior, puede ponerse en la forma

$$I = S t^{1/2} + (A_1 + K_1) t + A_2 t^{3/2} + \dots + A_n t^{m/2}$$

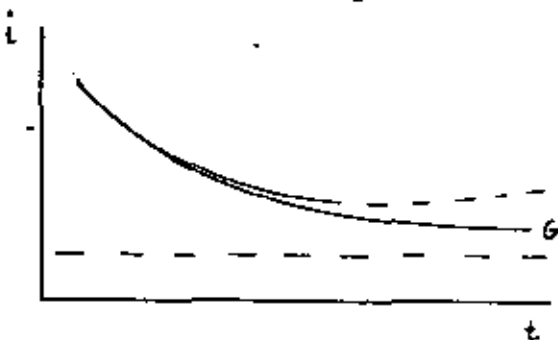
que constituye en definitiva la infiltración total correspondiente a la solución de PHILIP.

La velocidad de infiltración vendrá dada por

$$i = \frac{dI}{dt}$$

con lo que se obtiene

$$i = \frac{1}{2} S t^{-1/2} + (A_1 + K_1) + \frac{3}{2} A_2 t^{1/2} + \dots + \frac{m}{2} A_n t^{m/2 - 1/2}$$



Esta ecuación, no se ajusta a los resultados experimentales cuando t es grande, representándose en la figura a trazos la curva correspondiente en la que se observa que i vuelve a crecer a partir de un cierto tiempo.

curva real G a la expresión

MILLER y KLUTE aproximan la

$$i = \frac{1}{2} S t^{-1/2} + K_0$$

a partir de la cual se deduce que la infiltración, al aumentar el tiempo, tiende a un valor constante  $K_0$  una vez que el frente de humedad es suficientemente profundo.

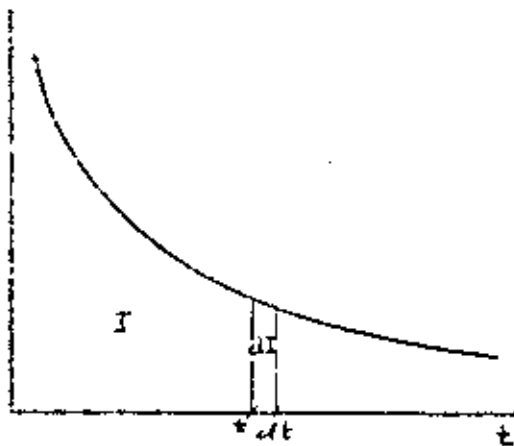
según la relación

$$i(t) = C \cdot t^{-n} \quad ; \quad 0,3 < n < 0,9$$

en la que las dimensiones de las magnitudes que en ella intervienen son

$$[i] = LT^{-1} \quad [C] = LT^{-n-1} \quad [t] = T$$

tomando las unidades más frecuentes las anteriormente indicadas.



Esta relación, al ser representada gráficamente conduce a curvas del tipo de la indicada en la figura.

La altura de agua infiltrada durante un cierto intervalo de tiempo elemental  $dt$  es :

$$dI = i \cdot dt$$

y la altura infiltrada desde el comienzo hasta un tiempo ge

nérico  $t$  será

$$I = \int_0^t i(t) \cdot dt = \int_0^t C \cdot t^{-n} \cdot dt$$

que admitiendo un valor constante para  $C$ , conduce a la expresión

$$I = \frac{C}{1-n} t^{1-n}$$

y por lo tanto, el tiempo necesario para que se infiltre una altura de agua  $I$ , será

$$t = \left[ \frac{(1-n) I}{C} \right]^{\frac{1}{1-n}}$$

Ello equivale a sustituir, con fines prácticos la solución de PHILIP de infiltración total por la expresión

$$I = S \cdot t^{1/2} + K_0 \cdot t$$



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

NECESIDADES DE AGUA DE LOS CULTIVOS

DR. JOSE EDUARDO TORRES SOTELO  
DE. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ  
SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.



III.1.- Evapotranspiraciones potencial y real. Estimación de la evapotranspiración potencial. Fórmulas de temperatura.

Dr. José L. DE PACO

1.- Cálculo del consumo de agua.

En una superficie cultivada ocurren dos formas principales de transferencia de agua a la atmósfera, y que consisten, por una parte en la evaporación directa desde el suelo, que se denomina evaporación y por otra en la pérdida a través de la parte aérea de la planta, que constituye la transpiración, siendo ambas pérdidas formas diferentes de un mismo fenómeno físico consistente en el paso de agua desde la fase líquida a la fase de vapor en que se encuentra en la atmósfera.

Ante la dificultad para la evaluación por separado de estas pérdidas se ha recurrido a su evaluación conjunta introduciendo el término de evapotranspiración.

En estos pasos de agua de líquido a vapor influyen fundamentalmente dos factores que son el calor necesario para la evaporación ( 1 gramo de agua a 20°C necesita 565 cal. para pasar a vapor) y el transporte turbulento del vapor de agua en la atmósfera por el movimiento del aire que facilita una renovación de masas en contacto con la superficie evaporante. Estos factores no tienen en cuenta la resistencia de la planta a la sequía y por lo tanto conducen a la determinación de la evapotranspiración potencial, -- que designaremos por el símbolo  $ET_p$ .

Mediante una serie de simplificaciones consistentes en despreciar fundamentalmente el efecto de rugosidad de la superficie evaporante y el almacenamiento de calor, Penman obtuvo una ecuación simplificada que incluye el término de balance de energía y el término aerodinámico y que es:

$$ET_p = \frac{\Delta}{\Delta + \sigma} R_n + \frac{\sigma}{\Delta + \sigma} E_a \quad \text{m.m./día} \dots \dots \dots (1)$$

en la que

$$E_a = 0,35 (0,5 + 0,0062 \bar{u}) (c_s - e) \cdot \text{m.m./día} \dots \dots \dots (2)$$

Siendo:

$\Delta$  = pendiente de la curva de presión de saturación del vapor de agua en la atmosfera a la temperatura de esta (  $t = 20^{\circ}\text{C}$  ;  $\Delta = 1,44 \text{ mb}/^{\circ}\text{C}$  )

$f$  = constante psicométrica (  $t = 20^{\circ}\text{C}$  ;  $f = 0,663 \text{ mb}/^{\circ}\text{C}$  )

$R_n$  = radiación neta: cal./cm<sup>2</sup> . minuto

$\bar{u}$  = velocidad del aire a 2 m. de altura : Km/día

$e_s$  = presión de saturación del vapor de agua en la atmosfera a la temperatura de esta (  $t = 20^{\circ}\text{C}$  ;  $e_s = 23,4 \text{ mb}$  )

$e$  = presión parcial del vapor de agua en la atmosfera: mb.

El cálculo a partir de la ecuación de Penman exige el disponer de una serie de datos que no son frecuentes por lo que se ha generalizado el uso de otros métodos empíricos basados en correlaciones estadísticas de la evapotranspiración potencial siendo los más frecuentes los de correlación con temperatura y los de correlación con tanques de evaporación.

1.1.- Formulas de temperatura.-

Como más utilizadas se exponen las siguientes:

1.- Formula de Danney-Criddle.

$$ET_p = k p (0,457 t + 8,13) \text{ m.m./mes} \dots \dots \dots (3)$$

Siendo:

$k$  = factor de cultivo (R.B. nº 1 pg. 28-1)

$p$  = porcentaje de horas mensuales de luz con respecto al año ( R.B. nº 1 pg. 28-2)

$t$  = temperatura media mensual.

2.- Formula de Thornthwaite

$$ET_p = 16 \frac{L}{12} \cdot \frac{M}{30} \left( 10 \frac{t}{I} \right)^a \text{ m.m./mes} \dots \dots \dots (4)$$

Siendo:

$L$  = número de horas de sol del día.

$M$  = número de días del mes.



$$I = \sum_1^{12} \left( \frac{t}{5} \right)^{1,514} ; \text{ índice de calor anual.}$$

$$a = F (I)$$

El factor LM/360 para cada mes se encuentra, tabulado en función de la latitud.

El desarrollo práctico del método puede encontrarse en la R.B. nº 2

### 3.- Fórmula de Hargreaves

$$ET_p = k_c \cdot F_m (1,8 t + 32) \text{ m.m./mes.} \dots \dots \dots (5)$$

$F_m$  = factor mensual de iluminación. Tabla 1.

$k_c$  = factor de cultivo. Tabla 2.

### 1.2.- Correlación con tanques de evaporación.-

Se basan en el hecho de que la evapotranspiración potencial y la evaporación desde una superficie líquida están regidos por los mismos factores meteorológicos.

Se ha generalizado el empleo del tanque clase A consistente en una cubeta cilíndrica de 121 cm. de diámetro y de 25,5 cm. de altura cuyo fondo se sitúa a 15 cm. sobre la superficie del suelo y la altura de agua no debe ser superior a 20,5 cms. ni inferior a 18 cms.

La evapotranspiración potencial se obtiene mediante la fórmula

$$ET_p = f \cdot E_0 \dots \dots \dots (6)$$

siendo  $E_0$  la evaporación en el tanque y  $f$  un factor de corrección de cultivo que suele oscilar entre 0,65 y 0,70 dándose en la Tabla nº 3 algunos valores de  $f$  para diferentes cultivos.

#### 4.2.- Evapotranspiración real

Los métodos de cálculo de la evapotranspiración potencial están basados en unas hipótesis que no siempre se cumplen, al menos de forma constante, en el campo, ya que suponen, entre otros factores, el que la humedad del suelo en la zona radicular se mantenga lo suficientemente alta como para satisfacer las necesidades máximas. Sin embargo, esto no ocurre en condiciones naturales ya que, durante un período de tiempo más o menos largo, inmediatamente a un riego, la humedad puede satisfacer dichas demandas pero, posteriormente, como consecuencia de su agotamiento, la tensión con que es retenida por el suelo aumenta, haciéndose más difícil la extracción por el sistema radicular y disminuyendo el consumo de agua del cultivo.

Se denomina evapotranspiración real (ETr) a la extracción de agua por la superficie cultivada, en la unidad de tiempo, en sus condiciones naturales.

Si en la práctica del riego, se suministra de forma periódica una cantidad equivalente a E.m.m./día, inferior a su ETP, admitiendo que el terreno esté inicialmente próximo a su capacidad de retención, y por lo tanto a bajas tensiones de humedad, el resultado será que la planta consumirá inicialmente, cada día, la cantidad equivalente suministrada al mismo tiempo que comenzaría a extraer las reservas de humedad con lo que aumentará la tensión de humedad, haciéndose más difícil su extracción y disminuyendo su ETr hasta alcanzarse el equilibrio (siempre que ETr no sea excesivamente inferior a ETP) a una tensión  $T_{he}$ , siendo, a partir de entonces,  $ETr = E$  ETP, según se indica en la Fig.1.

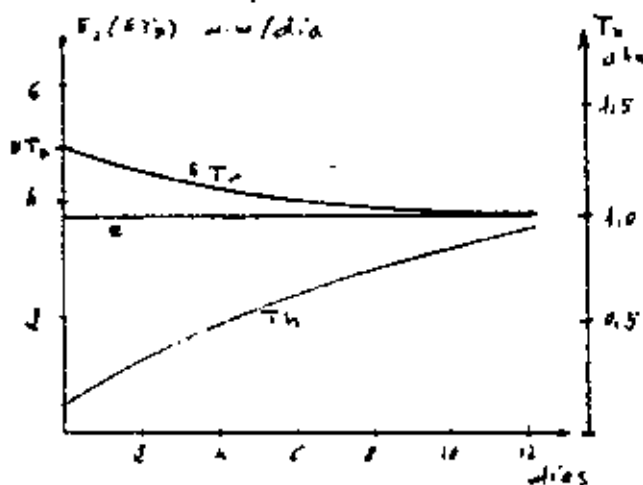


Fig.1.-Disminución de la ETr en el tiempo, con suministro deficitario de agua.

Para estudiar las variaciones de esta magnitud, se ha definido el coeficiente de racionamiento p mediante la relación

$$p = \frac{ETr}{ETp} \quad (p \leq 1) \quad (1)$$

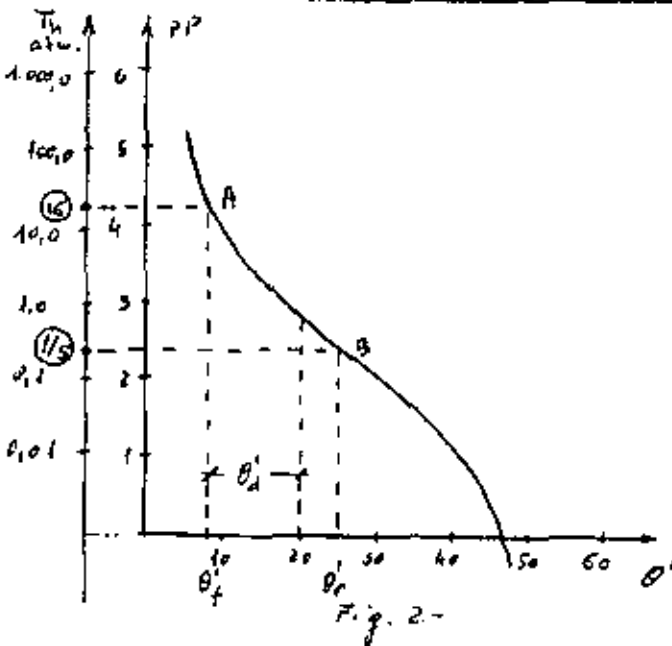
Exceptuando el comportamiento de la planta ante la sequía, las leyes físicas que rigen la ETr, son las mismas que las de la ETP, sin embargo, como consecuencia del valor inferior de aquella, son de destacar dos puntos que se consideran de importancia, tanto en la técnica como en la economía de los cultivos de regadío.

El primero de estos, corresponde a la influencia de la evolución de la humedad del suelo sobre el coeficiente de racionamiento, lo que conducirá al conocimiento de la evapotranspiración real.

El segundo, es el referente a la relación entre el rendimiento de los cultivos (producción utilizable) y la evapotranspiración real, lo cual, bajo el análisis económico relativo a este rendimiento y el coste del agua, conducirá a determinar la cantidad de esta que, de forma rentable, puede asignarse a un cultivo, en el que se practica el riego.

Para finalizar este tema, trataremos seguidamente, estos dos aspectos.

4.2.1.- Influencia de la humedad del suelo



En la Fig2, se ha representado una curva de pF adoptándose el valor de  $\theta_r$  para pF = 3,5 (1/3 atm) y de  $\theta_f$  para pF = 4,2 (16 atm), representándose la humedad ( $\theta$ ), en el eje de abscisas, como porcentaje de volumen total aparente de suelo.

Como es sabido, el agua útil viene determinada por la expresión

$$\theta'_u = \theta'_r - \theta'_f \quad (2)$$

definiéndose en un momento dado el agua disponible por la diferencia entre la humedad

del suelo, en ese instante ( $\theta$ ) y el punto de marchitez, es decir :

$$\theta'_d = \theta' - \theta'_f \quad (3)$$

La curva  $\theta' - pF$  será la misma que la  $\theta - pF$  si se desplaza el eje de humedades de forma que su origen coincida con  $\theta = \theta_f$ , interesando, bajo el punto de vista del riego, el estudio del tramo AB y dándose a continuación algunos valores a título orientativo que relacionan la tensión de humedad ( $Th$ ) con la humedad disponible ( $\theta'_d$ ), según los distintos tipos de textura. -Ver Tabla no 3, al final.

De las cifras indicadas en dicha Tabla, se deducen las siguientes consideraciones :

- a).- El agua disponible, para una misma tensión, aumenta al disminuir el tamaño de las partículas, siendo mayor - para los suelos arcillosos que para los arenosos, 10 % y 12 % respectivamente.
- b).- Al aumentar la tensión de humedad, la extracción del agua es más difícil en los suelos pesados que en los ligeros, así, al pasar de tensiones de 0,2 atm. a 2,5 atm, en texturas arcillosas se ha consumido el ---

(18 - 9/18).100 = 50 % del agua disponible mientras que en las franco-arenosas y arenosas, se han consumido, respectivamente el (13 - 3/13).100 = 77 % y el (12 - 4/12).100 = 67 %.

Estos hechos, son consecuencia de la distribución de poros por tamaños, de tal forma que, en los arcillosos, una elevada proporción de agua es retenida en poros de tamaño muy pequeño de difícil extracción lo que origina que a niveles relativamente altas de humedad a los que corresponden bajas tensiones, se provoca una disminución acusada de la evapotranspiración real, como se indica en la Fig 3.a, siendo esta disminución más atenuada en suelos de textura arenosa, en los que, la mayor parte del agua disponible, se encuentra retenida en poros anchos, obteniéndose las curvas representadas en la Fig.3.b.

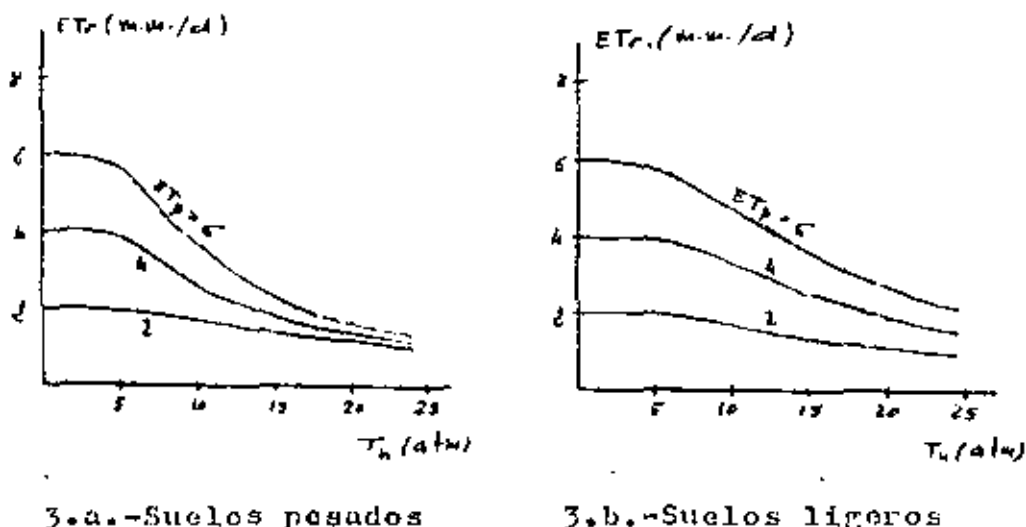


Fig.3.- Relación entre la tensión de humedad y la evapotranspiración real para distintos niveles de ETP.

Si bien, la relación entre la evapotranspiración y la humedad del suelo es muy compleja, interviniendo además otros factores como la resistencia a la sequía, la oclusión de estomas, etc., especialmente cuando la ETP es elevada, puede indicarse a título orientativo que, cuando esta es moderada (menos de 5 m.m./d), se puede prever un vapor de p inferior al 60 % cuando la tensión de humedad sobrepasa 1 atm., lo que representa un agotamiento del agua disponible del 30% en arcillas, del 40 % en suelos francos, de un 50 % en los franco-arenosos y de un 60 % en los arenosos, si bien la disminución indicada del valor de p es muy variable con los distintos cultivos.

En la TABLA nº 4 se dan los intervalos, dentro de los que aún la evapotranspiración se mantiene a niveles adecuados, sin observarse una disminución apreciable en la producción.

#### 4.2.2.- Rendimiento de los cultivos

Los niveles de producción alcanzados con suministros de agua inferiores al máximo, correspondiente a la ETP, indicaran la forma de planificar el riego para conseguir los resultados -

descados, según la finalidad económica perseguida, que puede ser distinta según los casos como por ejemplo :

- Beneficio máximo
- Producción máxima por unidad de volumen de agua (cuando esta escasea)
- Producción máxima por unidad de superficie (tierra factor limitante,)
- Conveniencia socioeconómica de proporcionar el riego al mayor número de agricultores, etc.

Investigaciones recientes, (Stewart, Hagan, 1.972-74) muestran que puede estimarse una relación lineal entre la producción relativa R y el consumo de agua relativo p, referido este último, a la cantidad estacional de agua consumida, de forma que si :

P<sub>m</sub> = Producción máxima  
P = Producción real estacional  
ET<sub>p</sub> = Consumo potencial estacional  
E<sub>tr</sub> = Consumo real estacional

siendo, además :

$$R = \frac{P}{P_m} \quad ; \quad p = \frac{E_{tr}}{E_{tp}} \quad (4)$$

se verifica :

$$p = a + b.R \quad (5)$$

según se indica en la Fig.4. Es de destacar que existe un valor de consumo de agua por debajo del cual, la producción es insignificante.

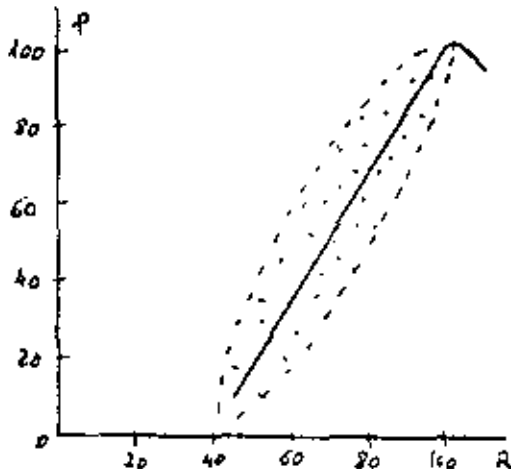


Fig.4

No obstante lo anterior por lo que se refiere a los consumos estacionales, es importante hacer notar que existen en cada especie vegetal períodos críticos respecto a la sequía en los cuales no debe faltar un suministro de agua adecuado, produciéndose en caso contrario, una disminución notable de rendimientos, con independencia de la cantidad estacional suministrada.

En general, estos períodos críticos, coinciden con el cambio de la fase vegetativa a la de reproducción, abarcando desde la floración hasta un estado más o menos avanzado de la formación del fruto.

Determinados cultivos, destinados a la producción en fresco, tales como la patata y la banana, no tienen una fase crítica específica, siendo en general sensibles en todo su desarrollo, a una sequía prolongada.

Las hortalizas, patatas y bananas, requieren condiciones de humedad elevadas, debiéndose evitar el agotamiento de más del 50 % del agua útil, sin embargo, los frutales caducifolios son menos exigentes, habiéndose observado el cultivo de por ejemplo albaricoqueros en secano en zonas con una precipitación anual inferior a los 450 m.m.

Finalmente, se hace notar que, a veces, un déficit de humedad en determinadas fases del período vegetativo, puede tener efectos favorables sobre ciertos aspectos de la calidad del fruto, tal como ocurre en manzanas, ciruelas, albaricoqueros y melocotoneros o bien, mejorar las condiciones aromáticas como en el tabaco, aumentar el rendimiento en aceite del olivo, etc.



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

RIEGO POR ASPERSION

DR. JOSE LUIS DE PACO

OCTUBRE, 1979.





V.3.- Riego por aspersión. Descripción general de los elementos que componen las redes de riego por aspersión. Instalaciones individuales. Instalaciones colectivas. Equipos especiales.

Dr. José L. DE PACO

### 1.- Clasificación y funcionamiento de los aspersores.-

Determinadas las necesidades de agua de riego, las dosis y espaciamientos entre riegos aconsejables según los cultivos y tipos de suelos se procede al cálculo de la instalación que cumpla con estas finalidades procediéndose, en dicho cálculo, en orden inverso al de la circulación del agua en la red y comenzándose, entonces, por la elección del aspersor y estudio de sus características de funcionamiento, habiéndose de conocer el caudal, alcance, presión, velocidad de giro, número y diámetro de las toberas, ángulo o ángulos de lanzamiento, dispositivos especiales, espaciamientos y altura.

Las características de los distintos tipos de aparatos de aspersión los estudiaremos agrupando estos en aspersores, tuberías perforadas, tuberías oscilantes y dispositivos especiales.

#### Aspersores.-

Nos referiremos únicamente a los aspersores giratorios por ser los de más frecuente uso en los sistemas de riego. (No se detallan en el *anexo*)

- Respecto a la presión en tobera ( $P_a$ ) se clasifican de baja presión ( $P_a \leq 2 \text{ Kg/cm}^2$ ), media ( $2 < P_a < 4 \text{ Kg/cm}^2$ ) y alta ( $P_a \geq 4 \text{ Kg/cm}^2$ ).

- Respecto al giro se clasifican en lentos (0,25 a 3 vueltas por minuto v.p.m.), generalmente de brazo oscilante y rápidos (más de 6 v.p.m.) efectuándose el giro por reacción en tobera inclinada o por turbina.

- Según el ángulo de lanzamiento pueden distinguirse los de ángulo normal (25-45°) y ángulo bajo (0-25°).

Un tipo especial de aspersores giratorios está constituido por los denominados sectoriales los cuales van provistos de un mecanismo que bloquea el giro oscilante cuando se ha recorrido un cierto ángulo graduable volviendo al aspersor a su dirección inicial por reacción del chorro y quedando desbloqueado nuevamente el mecanismo de giro vuelve a describir el ángulo prefigado.- Se utilizan en márgenes o esquinas de parcela, zonas cercanas a caminos, etc.

Otros sistemas de aspersión son los constituidos por las tuberías perforadas, provistas de orificios que lanzan el chorro en dirección perpendicular al eje del tubo y con distintos grados de inclinación. Funcionan a baja presión cubriendo una anchura de 6 a 15 m. consiguiéndose con ellas intensidades de pluviometría altas del orden de 15 m.m./h. por lo que las posturas suelen ser de corta duración.

Finalmente cabe destacar también la existencia de tuberías oscilantes provistas de toberas y orificios que lanzan el chorro con el mismo ángulo de inclinación y mediante un mecanismo giran alrededor de su eje pegando a ambos lados de la conducción.

#### 1.1.- Índices de funcionamiento.-

La presión en tobera, juntamente con el diámetro y coeficiente de descarga de esta permiten calcular el caudal arrojado por un aspersor, según se verá más adelante. Si bien al objeto de un adecuado funcionamiento no solamente interesa definir el caudal y el espaciado para conocer la intensidad de precipitación sino que es conveniente determinar el grado de pulverización del chorro. Se comprende que para un determinado diámetro de la tobera, cuando menor sea la presión, el chorro quedará menos dividido siendo menor la dispersión sobre el terreno cultivado con lo que podría dañarse tanto al cultivo como la estructura del suelo por la incidencia de gotas gruesas. Por el contrario al aumentar

La presión aumentarán tanto el alcance como la división del chorro pudiendo ocurrir, si la pulverización llegase a ser excesiva, otros dos aspectos también desfavorables que son unas mayores pérdidas por evaporación y un arrastre de las pequeñas gotas por el viento lo que repercutiría en un menor coeficiente de uniformidad y en definitiva en un menor rendimiento del agua de riego.

Para tratar de adecuar el funcionamiento de los aspersores en relación con los extremos anteriores se han definido diversos índices denominados de eficiencia o pulverización entre los que pueden destacarse los siguientes:

1.- Oehler:

$$I_o = R/ha \quad (0,7 \leq I_o \leq 1) \quad \dots \dots \dots (1)$$

2.- Tamba:

$$I_t = ha/(10 \cdot q_d)^{0,40} \quad (2 < I_t \leq 4) \quad \dots \dots \dots (2)$$

3.- Degán:

$$I_d = ha/d \quad \begin{matrix} S_1 & d \geq 8 \text{ m.m.}: (2 < I_d \leq 4) \\ & d < 8 \text{ m.m.}: (1,5 < I_d \leq 3,5) \end{matrix} \quad \dots \dots (3)$$

En estas expresiones,  $R$  es el radio de alcance (m),  $ha$  la presión en tobera en altura de columna de agua (m),  $q_d$  el caudal del aspersor /l/seg./ y  $d$  el diámetro de la tobera (m.m.).

1.2.- Pérdidas de agua y eficiencia del riego.-

Las irregularidades en la topografía de la parcela regada, - las diferencias en las velocidades reales de infiltración del suelo de unos puntos a otros, la evaporación desde el chorro así como las negligencias en el control de presión o duración del riego, conducen a unas pérdidas de agua que pueden agruparse en tres tipos fundamentales y que corresponden a las pérdidas por escorren-

(3)

lta superficial ( $P_s$ ), pérdidas por evaporación ( $P_e$ ) y pérdidas por percolación profunda ( $P_p$ ), de tal forma que expresando estas pérdidas como una fracción de la dosis real ( $D_r$ ), la parte de esta que, en el caso de una infiltración uniforme en todos los puntos de la superficie regada, podría quedar almacenada en la zona radicular sería:

$$D_p = D_r - (P_s + P_e + P_p) \cdot D_r = E_a \cdot D_r \quad \dots \dots \dots (4)$$

en la que se ha designado por  $E_a$  a la eficiencia de la aplicación del agua de riego.

Teniendo en cuenta que el agua no se infiltra en idéntica cantidad en la superficie regada, según se indicó en el tema anterior, la dosis  $D_p$  debe corregirse con el coeficiente de uniformidad  $C_u$  para obtener la dosis útil  $D_u$  según la relación, ya conocida

$$D_u = C_u \cdot D_p = E_a \cdot C_u \cdot D_r = E_t \cdot D_r \quad \dots \dots \dots (5)$$

en la que el producto  $E_t = E_a \cdot C_u$  es la eficiencia total, de la que se dan unos valores aproximados en la Tabla nº 1.

Las pérdidas por percolación profunda ( $P_p$ ) y por escorrentía superficial ( $P_s$ ), si la disposición de los ramales de aspersión es adecuada y se controlan eficazmente la presión de funcionamiento y la duración del riego previamente calculadas al objeto de adecuar, la pluviometría del sistema a la velocidad de infiltración del suelo, pueden reducirse notablemente en comparación con los sistemas convencionales de gravedad. En cuanto a la determinación de las pérdidas por evaporación desde el chorro, puede efectuarse utilizando el ábaco de Frost y Schwalen R.B. nº 1, pág. 91.

En cuanto al coeficiente de uniformidad  $C_u$ , si bien como se desprende de la ec. (5), se refiere al agua infiltrada en la superficie del terreno y puesta efectivamente a través de su retención en la zona radicular, a disposición del cultivo para el proceso de evapotranspiración, dadas las dificultades para efectuar tales me-

diciones, que en realidad arrojarían resultados diferentes en el  
 caso, se ha recurrido a su definición mediante el mismo con-  
 cepto pero referido, en lugar de al agua infiltrada, al agua re-  
 teneida por la superficie.

En este sentido y aunque no es el único, se ha extendido el  
 uso del coeficiente de uniformidad de Christiansen obtenido me-  
 diante el funcionamiento de varios aspersores funcionando simulta-  
 neamente en los que se usan, mediante pluviómetros dispuestos  
 uniformemente espaciados, las pluviometrías recogidas en cada uno,  
 de tal forma que designando por  $Z_1$  al valor correspondiente a uno  
 de ellos,  $C_u$  viene definido por la relación (tanto por uno)

$$C_u = \left( 1 - \frac{\bar{y}}{m} \right) = \frac{D_u}{D_p} \dots \dots \dots (6)$$

en la que  $m$  es la media aritmética de  $Z_1$ , de tal forma que si  $n$   
 es el número de pluviómetros

$$m = \frac{\sum_{i=1}^n Z_i}{n} \ll D_p \dots \dots \dots (7)$$

e  $\bar{y}$  es la media de los valores absolutos de las desviaciones de  
 pluviometría puntual respecto a la media  $m$ , es decir:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n |Z_i - m|}{n} \dots \dots \dots (8)$$

En las disposiciones más usuales de los aspersores  $C_u$  está  
 comprendido entre 0,85 y 0,95.

### 1.3.- Caudal y alcance.-

En condiciones normales de riego el aspersor funciona en ré-  
 gimen de plena turbulencia con una ley de caudal cuadrática obte-  
 nida mediante el teorema de Torricelli corregido con un coeficien-  
 te de descarga debido a las pérdidas de carga producidas en la -

tobera y a la contracción de la vena líquida en la salida.

Si  $h_a = P_a / \gamma$  es la presión en tobera expresada en metros de columna de agua siendo  $P_a$  la presión ( $\text{Kg/m}^2$ ) y  $\gamma$  el peso específico del agua ( $\text{Kg/m}^3$ ) y  $d$  el diámetro de la tobera expresado en metros, el caudal en  $\text{m}^3/\text{seg}$ , viene dado por ; Nota 2.

$$q_a = C_d \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2g h_a} = 3,48 \cdot C_d \cdot d^2 \cdot \sqrt{h_a} \quad \dots (9)$$

si se utiliza  $d$  (m.m.) y  $h_a$  (m), el caudal en  $\text{l/hr}$ . viene dado por Nota 3

$$q_a = 12,53 C_d \cdot d^2 \sqrt{h_a} \quad \dots \dots \dots (10)$$

diferenciando esta expresión para un determinado aspersor, se obtiene:

$$d q_a = 12,53 \cdot C_d \cdot d^2 \cdot \frac{1}{2} h_a^{-1/2} \cdot d h_a \quad \dots \dots (11)$$

y dividiendo las dos ecuaciones anteriores resulta

$$\frac{d q_a}{q_a} = \frac{1}{2} \frac{d h_a}{h_a} \quad \dots \dots \dots (12)$$

indicando que las variaciones relativas de caudal son la mitad de las variaciones relativas de presión, lo cual constituye una ventaja del régimen de plasma turbulencia. Nota (4)

Para un aspersor con dos toberas de diámetros  $d_1$  y  $d_2$ , el caudal arrojado, según la ec. (10) será, admitiendo el mismo coeficiente de descarga en las dos toberas, por

$$q_a = 12,55 C_d (d_1^2 + d_2^2) \sqrt{h_a} \quad \dots \dots \dots (13)$$

El valor de  $C_d$  suele oscilar entre 0,95 y 0,99.

Respecto al alcance para los aspersores giratorios, Cavazza,

propuso en 1.965 la fórmula:

$$R = 1,35 \sqrt{d \cdot h_a} \dots \dots \dots (14)$$

en la que R es el radio del círculo mojado en metros, d el diámetro de la tobera en m.m. y  $h_a$  la presión en m.c.a.

En la Fig.1, se ha indicado la curva característica de un aspersor de dos toberas de 5,16 x 3,17 m.m. con  $C_d = 0,96$  para el que se recomienda una presión nominal de  $h_a = 20,7 \text{ m.} = 2 \text{ atm.}$  a la que corresponde un caudal de  $q_a = 2,02 \text{ m}^3/\text{hora}$ , representados, ambos en el punto H de la curva y habiéndose también marcado el tramo AB de la misma en el que, según la norma de Christiansen, que más adelante se enuncia, sería aceptable el funcionamiento del aspersor.

#### 1.4.- Disposiciones sobre el terreno.-

Las disposiciones utilizadas en el emplazamiento de los aspersores son: en cuadrado, en rectángulo y en triángulo equilátero. Sean,  $S_e$  el espaciamiento entre aspersores a lo largo de un ramal lateral o ala de riego,  $S_m$  la separación entre posiciones sucesivas de un ramal lateral o línea de aspersores (caso de mangueras)  $S_a$  la superficie correspondiente a cada aspersor según su disposición (no el círculo mojado),  $i_a$  la intensidad de pluviometría,  $q_a$  el caudal nominal (correspondiente a la presión normal) del aspersor y R su radio de alcance (radio del círculo mojado). Estas magnitudes cumplen las siguientes relaciones, según la disposición sobre el terreno.

a) Cuadrado:

$$S_m = S_e \quad ; \quad S_a = S_e^2 \quad ; \quad i_a = q_a / S_e^2 \quad \dots \dots \dots (15)$$

Las separaciones entre aspersores son muy variadas si bien, es frecuente que se encuentren en el intervalo:

$$0,75 \leq S_e / R \leq 1,20 \quad \dots \dots \dots (16)$$

La separación máxima sería:

$$S_e/R = \sqrt{2} = 1,41 \quad \dots \dots \dots (17)$$

b) Rectángulo:

$$S_m \neq S_e ; S_a = S_e \cdot S_m ; l_a = q_a/S_e \cdot S_m \quad \dots \quad (18)$$

Las separaciones prácticas es frecuente que se encuentren -- en los intervalos:

$$0,75 \leq S_e/R \leq 0,85 ; 1,00 \leq S_m/R \leq 1,30 \quad \dots \dots \dots (19)$$

Las separaciones máximas que suelen utilizarse son:

$$S_e/R = 1,00 ; S_m/R = 1,30 \quad \dots \dots \dots (20)$$

c) Triángulo:

$$S_m = \sqrt{3} S_e/2 ; S_a = \sqrt{3} S_e^2/2 ; l_a = 2^4 a / \sqrt{3} \cdot S_e^2 \quad \dots \quad (21)$$

Las separaciones frecuentemente empleadas son del orden de:

$$S_e/R \approx 1,30 ; S_m/R \approx 1,13 \quad \dots \dots \dots (22)$$

Las separaciones máximas serían:

$$S_e/R = \sqrt{3} = 1,73 ; S_m/R = 3/2 = 1,50 \quad \dots \dots \dots (23)$$

## 2.- Características del porta-aspersor.--

El tubo porta-aspersor tiene como misión desplazar la salida del chorro a una cierta altura por encima de la tubería que constituye el ravel lateral bien sea para aumentar el alcance o para evitar la incidencia con la vegetación. La altura de estos puede ser hasta de 6 m. fabricándose de aluminio o acero galvanizado en longitudes normalizadas de 0,25, 0,50, 1,00, 1,50 y 2,50 m. Los diámetros exteriores más frecuentes para el aluminio son de 3/4" y 1".



Pueden o no ir provistos de regulador de presión y al acoplarse el ramal lateral abre una válvula que deja paso al agua.

En los de menor altura para evitar las oscilaciones basta con una barra estabilizadora situada en la tubería, haciéndose necesario adoptar otras medidas tales como el empleo de trípodes cuando aumenta aquella.

Cuando se utilizan tuberías enrollables con un solo aspersor en el extremo, este va situado sobre un trineo que ejerce por una parte la función de porta-aspersor y por otra la de facilitar el desplazamiento sobre la superficie regada para el cambio de postura de la línea de aspersores.

3.- Conducciones móviles.-

Los materiales más utilizados en las tuberías móviles del riego por aspersión son las aleaciones de aluminio y las de acero galvanizado. Su fabricación se efectúa según unos diámetros y longitudes normalizados.

El acoplamiento de los tubos cuyas longitudes son de 6,96 - 12 m. puede ser hidráulico, quedándose cerrados por la presión interior o mecánicos, en lo que respecta a los denominados acoplamientos rápidos ya que existen otros tipos de rosca, manguito, etc. utilizados en los sistemas de cobertura total o tuberías semimóviles.

4.- Equipos especiales

El traslado de los tubos de los ramales laterales, presenta diversos inconvenientes entre los que pueden destacarse :

- a) Dificultad de desplazamiento del personal sobre el terreno recién regado
- b) Tiempos muertos utilizados en los traslados
- c) Mayores necesidades de mano de obra con el consiguiente

umento del coste del funcionamiento del sistema.

- d) Inoperancia en determinados cultivos en los que se hace prácticamente imposible el traslado, como ocurre en el maíz.
- e) Necesidad de una mayor atención a las operaciones de riego.

Ello ha originado la evolución de los sistemas de aspersión en dos direcciones principales, una consistente en ir eliminando de los sistemas más convencionales la proporción de los elementos móviles hasta llegar a las instalaciones fijas y automatizadas y otro que corresponde al desarrollo y perfeccionamiento de máquinas de riego fijas o móviles que se adaptan bien a determinados tipos de explotaciones por sus características especiales, bien sea su extensión, topografía, tipo de cultivo, emplazamiento de la toma de agua, etc., describiéndose a continuación, brevemente, algunos de estos equipos especiales en continua evolución.

#### 4.1.- Riego con mangueras.-

Consiste en alimentar desde una misma posición de los tubos de un ramal lateral varias posiciones de los aspersores que se alimentan desde lo mismo, generalmente de 3 a 5, con lo cual los desplazamientos de aquellos se reducen en la misma proporción. El sistema se presta bien al proyecto como instalación semifija en la que todas las tuberías van enterradas siendo las de las alas de riego generalmente de PVC por su reducido diámetro, quedando cada aspersor acoplado a su correspondiente válvula durante 3 a 5 posturas y pasando a ser acoplado al ala de riego enterrada siguiente para comenzar una nueva serie. En el sistema de tubería enterradas únicamente se desplazan los aspersores, montados sobre un patín, accionando desde el extremo de la manguera y evitándose el desplazamiento de personal sobre terreno recién regado. Al mismo tiempo, al no existir traslado de tuberías, existe una flexibilidad mucho mayor para adecuar el cálculo hidráulico a tuberías telescópicas de sucesivos tramos de diámetros decrecientes.

Pueden o no ir provistos de regulador de presión y al acoplarse el ramal lateral abren una válvula que deja paso al agua.

En los de menor altura para evitar las oscilaciones basta con una barra estabilizadora situada en la tubería, haciéndose necesario adoptar otras medidas tales como el empleo de trípodes cuando aumenta aquella.

Cuando se utilizan tuberías enrollables con un solo aspersor en el extremo, este va situado sobre un trineo que ejerce por una parte la función de porta-aspersor y por otra la de facilitar el desplazamiento sobre la superficie regada para el cambio de postura de la línea de aspersores.

### 3.- Conducciones móviles.

Los materiales más utilizados en las tuberías móviles del riego por aspersión son las aleaciones de aluminio y las de acero galvanizado. Su fabricación se efectúa según unos diámetros y longitudes normalizados.

El acoplamiento de los tubos cuyas longitudes son de 6,9 ó 12 m. puede ser hidráulico, quedándose cerrados por la presión interior o mecánicos, en lo que respecta a los denominados acoplamientos rápidos ya que existen otros tipos de rosca, manguito, etc. utilizados en los sistemas de cobertura total o tuberías semi-móviles.

### 4.- Equipos especiales

El traslado de los tubos de los ramales laterales, presenta diversos inconvenientes entre los que pueden destacarse :

- a) Dificultad de desplazamiento del personal sobre el terreno recién regado
- b) Tiempos muertos utilizados en los traslados
- c) Mayores necesidades de mano de obra con el consiguiente

aumento del coste del funcionamiento del sistema.

- d) Inoperancia en determinados cultivos en los que se hace prácticamente imposible el traslado, como ocurre en el maíz.
- e) Necesidad de una mayor atención a las operaciones de riego.

Ello ha originado la evolución de los sistemas de aspersión en dos direcciones principales, una consistente en ir eliminando de los sistemas más convencionales la proporción de los elementos móviles hasta llegar a las instalaciones fijas y automatizadas y otro que corresponde al desarrollo y perfeccionamiento de máquinas de riego fijas o móviles que se adaptan bien a determinados tipos de explotaciones por sus características especiales, bien sea su extensión, topografía, tipo de cultivo, emplazamiento de la toma de agua, etc., describiéndose a continuación, brevemente, algunos de estos equipos especiales en continua evolución.

#### 4.1.- Riego con mangueras.

Consiste en alimentar desde una misma posición de los tubos de un ramal lateral varias posiciones de los aspersores que se alimentan desde lo mismo, generalmente de 3 a 5, con lo cual los desplazamientos de aquellos se reducen en la misma proporción. El sistema se presta bien al proyecto como instalación semifija en la que todas las tuberías van enterradas siendo las de las alas de riego generalmente de PVC por su reducido diámetro, quedando cada aspersor acoplado a su correspondiente válvula durante 3 a 5 posturas y pasando a ser acoplado al ala de riego enterrada siguiente para comenzar una nueva serie. En el sistema de tubería enterradas únicamente se desplazan los aspersores, montados sobre un patín, accionando desde el extremo de la manguera y evitándose el desplazamiento de personal sobre terreno recién regado. Al mismo tiempo, al no existir traslado de tuberías, existe una flexibilidad mucho mayor para adecuar el cálculo hidráulico a tuberías telescópicas de sucesivos tramos de diámetros decrecientes.

En la Fig.3, se representa esquemáticamente una unidad de funcionamiento de un sistema de aspersión con mangueras en la que con una sola tubería enterrada 3.3', (que también podría ser móvil sobre el terreno) se abastecen cinco posiciones de los aspersores, desde la 1.1' a la 5.5'.

Las mangueras utilizadas más frecuentemente son de un diámetro interior de 25 m.m. con una longitud de 18 m. ó 3 de 12 m. a cada lado de la tubería. ( $l = 36m$ ).

#### 4.2.- Cobertura total.-

Consiste en disponer la totalidad del sistema de tuberías sobre el terreno permaneciendo fijas durante la campaña de riego — cambiando únicamente los aspersores. El sistema conduce a un notable aumento de la longitud de tubería por hectárea regada por lo que en esta forma de riego se cambia la concepción del funcionamiento de manera que los aspersores, que en un momento dado constituyen un ala de riego, no son alimentados por una misma tubería sino, que cada uno de ellos es abastecido por una tubería de pequeño diámetro, del orden de 30 m.m. Estos diámetros de las conducciones, dentro de las pérdidas de carga, normalmente admitidas, pueden conducir caudales de 3 a 4 m<sup>3</sup>/hora lo que representa la alimentación de 1 a 3 aspersores, como máximo, por cada una de ellas.

En la Fig.4, se indica esquemáticamente la disposición básica de un sistema de cobertura total en la cual se alimentan varias tuberías, R.1; R.2; R.3; etc., que abastecen, cada una de ellas, a un solo aspersor, habiéndose representado en la misma, un ala de riego en la posición 1.1', que después se desplazará a la 2.2', etc.

Como variante del sistema indicado anteriormente, puede concebirse la idea, desarrollada originalmente al parecer por Ingenieros Agrónomos españoles de reducir, aún más, los diámetros de las tuberías terciarias a base de alimentar la postura de un determinado aspersor desde dos tuberías secundarias distintas, con lo cual

se consigue una mayor disminución de los diámetros y cuyas bases de cálculo pueden encontrarse en la R.B. nº 1. En esta disposición son frecuentes las instalaciones con tubería de cualquier orden - enterradas y disposición en triángulo de los aspersores (elementos únicamente móviles en las mismas) siendo las tuberías de último orden, tales como las  $T_1 - T'_1$ ;  $T_2 - T'_2$ , etc. de la Fig.5 de polietileno, de diámetro muy pequeño (del orden de 20 m.m. o inferior).

#### 4.3.- Sistema Pivot.-

Es un sistema de riego por aspersión ideado para el riego de superficies relativamente grandes en zonas llanas o ligeramente - onduladas de monocultivo - aunque puede regularse para el riego de diferentes cultivos desde la misma unidad- y que requiere una mínima atención al tener una gran autonomía de funcionamiento.

En líneas generales consiste en una tubería metálica galvanizada de longitud variable, que puede oscilar entre 150 a 550 m., - aérea soportado por unas torres metálicas uniformemente espaciadas girando todo el conjunto alrededor de un punto que constituye el - "Pivot" donde se encuentra la toma de agua y los aparatos de control.

La velocidad de giro del conjunto es tal que da una vuelta - completa en un período de tiempo de 2 a 5 días.

La tubería se mantiene en una alineación recta mediante un mecanismo situado en cada torre de control de tal forma que cuando una determinada torre queda desfasada formando un cierto ángulo las dos tuberías que apoyan sobre ella, este mecanismo se pone en marcha accionando las ruedas sobre las que va montadas el cual - vuelve a pasar al conseguir la alineación nuevamente. La regulación de la velocidad de giro se efectúa previamente en la torre - extrema.

El mecanismo de accionamiento de cada torre puede ser hidráulico o eléctrico.

El sistema hidráulico consiste en un pistón accionado por una válvula de carga y descarga puesta en funcionamiento por cables convenientemente tensados funcionando dicho émbolo mediante la presión suministrada al agua de riego. La separación entre las torres oscila entre 30 y 40 m. pudiéndose regar terrenos hasta con una pendiente del 8%.

En el accionamiento con sistema eléctrico, cada torre va provista de un motor con puesta en marcha y parada por medio de un contactor. Este motor, mediante un mecanismo desmultiplicador transmite su giro al sistema de engranajes que acciona las ruedas de cada torre. La separación entre torres suele ser de 40 a 60 m. pudiéndose regar terrenos con pendientes hasta del 20%.

Los aspersores van espaciados unos 10 m. a lo largo de la tubería estando cuidadosamente elegidos los diámetros de las toberas para regular la aplicación de agua en toda la superficie regada siendo mayor el caudal arrojado por estos a medida que están más alejados del Pivot central, como consecuencia de la mayor superficie regada por cada uno de ellos. En el extremo de la tubería va situado un cañón que riega en semicírculo y que puede aumentar el radio de riego del sistema en unos 25 á 30 m.

Para el riego de parcelas de forma irregular se ha ideado el sistema en esquina "Corner System" el cual consiste en una unidad Pivot a la cual se añade una nueva torre con un tramo rígido de tubería de hasta unos 80 m. de longitud el cual no guarda alineación con el resto del sistema poniéndose en funcionamiento y girando para abarcar determinadas zonas, mediante un programador situado en el Pivot en el que se ha marcado la forma de la parcela.

La presión de funcionamiento es elevada, siendo en el Pivot del orden de 5 atm.

#### 4.4.- Otros sistemas.-

Según las características geométricas de las parcelas a re-

gar, los cultivos, emplazamiento de las tomas de agua, etc., se han desarrollado otros numerosos sistemas de riego por aspersión, algunos de ellos muy especializados y entre los que pueden destacarse los siguientes:

a) Mástil giratorio.-

En un sistema parecido al Pivot descrito anteriormente y que consta de dos brazos giratorios colocados sobre un chasis que puede ser remolcado o autopropulsado describiendo un círculo en cada postura y con presiones de funcionamiento que oscilan entre 3,5 y 5 atm. El diámetro del mástil oscila desde menos de 5 m. hasta unos 75 m. consiguiéndose pluviometrías de 7 a 20 m.m./hora. En la Fig. 6, se representa, esquemáticamente este sistema.

Existe también una variante consistente en dos alas de riego montadas sobre un chasis sin que aquellas, sobre las que van dispuestas los aspersores, sean giratorias consiguiéndose, al desplazar la máquina regadora de una posición a otra, el riego de su perfiles rectangulares.

b) Tuberías enrollables.-

Son utilizadas tuberías de diámetros que oscilan entre los 25 y los 70 m.m. los cuales se enrollan sobre un tambor permitiendo el cambio de postura. Con las de mayor diámetro, el tambor de 1 a 1,5 m. de diámetro permite disponer sobre el mismo longitud de hasta 400 m. de tubería. El extendido se realizará con el tractor en marcha en cuyo remolque se dispone el tambor dejando fijo, sobre el terreno, el extremo de la conducción. No(a)(7)

Finalmente cabe destacar la utilización de sistemas de aspersión constituidos por ramales laterales montados sobre ruedas o patines que permiten el desplazamiento de las mismas sin ser necesario el desmontar los tubos que las forman, pudiéndose realizar el desplazamiento paralelamente a sí misma o en su propia dirección.



La utilización de ramales de polietileno de reducido diámetro con longitudes de unos 70 m., llevando de 5 a 8 aspersores de reducido caudal con reguladores de presión y patín o ruedas en cada uno de ellos, permite también un desplazamiento manual rápido de las alas de riego, con el consiguiente ahorro de mano de obra, estando este sistema muy extendido para el riego de frutales en Israel.

#### 5.- Equipos fijos.-

a) Están constituidos por aquellos sistemas en los cuales ninguno de los elementos que los forman son móviles. Los aspersores permanecen también fijos. Al estar toda la superficie regada permanentemente equipada la instalación se encarece notablemente adoptándose por ello este tipo de instalaciones en pequeñas superficies dedicadas a cultivos muy rentables o bien cuando la escasez de mano de obra justifica una automatización del riego de forma que este se realice mediante un programador quedando, entonces, reducido el personal necesario para efectuar esta programación y la vigilancia del funcionamiento de la instalación.

Es conveniente indicar que en las instalaciones fijas no es necesario -a excepción del caso de protección contra heladas- que toda la red funcione simultáneamente, lo que en general encarecería innecesariamente el sistema.

Como norma general se tratará de disponer y diseñar la red de conducciones de tal forma que se utilicen en la misma los menores diámetros posibles siendo por ello frecuente la utilización de aspersores de bajo caudal que permiten el suministro de dosis de riego bajas y espaciamientos pequeños y tuberías de polietileno y PVC.

b) Un caso especial de este tipo de instalaciones corresponde a las destinadas a proteger los cultivos contra las heladas, habiéndose conseguido buenos resultados para temperaturas comprendidas entre - 1 y - 7°C siempre que su duración no sea superior a unas cuantas horas y no haya fuertes vientos que puedan anular el efecto

to del calor desprendido en la congelación del agua de riego, que constituye el fundamento de esta protección.

La intensidad de pluviometría debe ser baja, estando comprendida, generalmente de 2 a 3 m.m./hora en hortalizas y de 3 a 5 m.m./hora en frutales ya que de otra forma, la formación de espesas capas de hielo -superiores a 12 m.m. en los frutales- puede dañar al cultivo. Igualmente, una aplicación masiva de agua durante muchas horas puede provocar posteriormente un encharcamiento prolongado -al que se le puede añadir el efecto de las lluvias- con los consiguientes perjuicios.

Por otra parte, debido a la rotación de los aspersores la aplicación de agua sobre la cubierta vegetal no es constante debiendo por ello tenderse a utilizar aspersores cuya velocidad de giro no sea inferior a una vuelta cada dos minutos, aumentando el límite inferior de temperatura a proteger con dicha velocidad de giro.



centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

Riego por Infiltración. Características del Movimiento e Infiltración del Agua a Través de los Surcos.

Dr. José Luis de Paco

Octubre, 1979.



## V.1.- Riego por infiltración. Características del movimiento e infiltración del agua a través de los surcos.

Dr. José L. DE PACO

----

### Riego por infiltración

En este sistema de riego, el agua, no cubre toda la superficie del terreno sino que es conducida por encima de esta mediante un sistema de surcos que, equidistantes o no, han de asegurar el riego de toda la zona radicular para lo cual, los espaciamientos han de ser convenientemente elegidos de acuerdo con las características del suelo y con la naturaleza del cultivo.

Dado que, en este sistema, el movimiento del agua infiltrada no es solo vertical, es necesario conocer la distribución de humedad en la zona radicular, con objeto de proyectarlo de tal forma que reúna unas condiciones adecuadas en cuanto a la distribución del agua para su aprovechamiento por el cultivo.

### Espaciamiento entre surcos

El espaciamiento que ha de darse a los surcos es función tanto de la naturaleza del terreno como del tipo de cultivo que se va a regar.

Respecto al primero de estos aspectos, ha de conocerse la amplitud de la zona humedecida a ambos lados de la corriente, de forma que si  $b$  es la anchura de esta y  $e$  la anchura humedecida a cada lado de la misma, el espaciamiento máximo vendrá dado por la expresión (ver Fig.1),

$$B = b + 2e$$

Según VEHMEYER y HENDRICKSON (1960), para suelos arenosos, como término medio,  $e$  vale 0,30 m. y para los arcillosos, su valor es de 0,75, de forma que respectivamente, se tendram :

$$B = b + 0,60 \quad (\text{Tex. arenosa})$$

$$B = b + 1,50 \quad (\text{Tex. arcillosa})$$

Respecto a la naturaleza del cultivo, ha de considerarse, tanto la maquinaria empleada como el espaciamento entre filas de plantas, teniendo en cuenta que los cultivos extensivos, generalmente, llevan una sola fila por surco, las hortalizas frecuentemente dos y en los frutales, dado su mayor espaciamento, son necesarios, en general, varios surcos entre cada dos filas de árboles.

Según esto, en el primero de los casos, a cada fila de plantación correspondería un surco, en los cultivos de huerta, frecuentemente, la relación será de un surco por cada dos filas y en el caso de frutales la separación entre surcos, suele oscilar entre 0,90 m. y 1,80 m, aumentando del primero al último con la profundidad de la zona radicular.

#### Duración teórica del riego.

Refiriendonos al esquema representado en la Fig.1, la velocidad de infiltración  $i_s$  del agua que percola a partir de la -

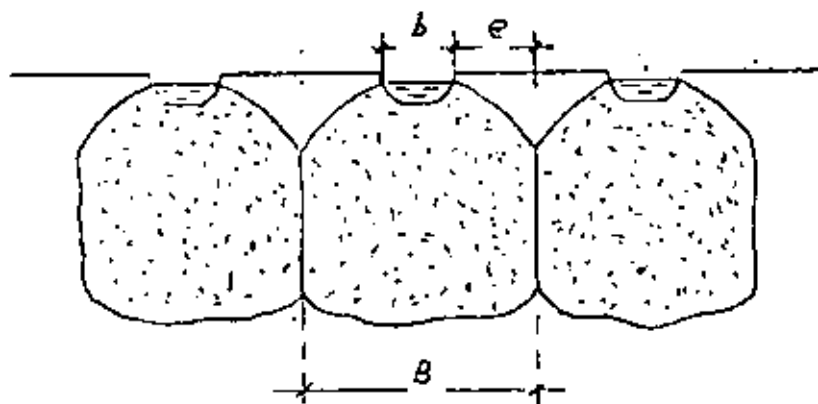


Fig. 1

anchura  $b$ , por unidad de longitud de surco puede expresarse por la fórmula de KOSTIAKOV :

$$i_s = c \cdot t^{-n}$$

siendo, en la misma  $c$  y  $n$  constantes a determinar mediante ensayo.

Esta velocidad, referida a la anchura total  $B$ , regada por un surco, es igual a

$$i = \frac{c}{B} \cdot t^{-n}$$

por lo tanto, la altura de agua infiltrada en un intervalo elemental de tiempo  $dt$  será

$$dI = i \cdot dt$$

y para dar una dosis de riego  $D_r$  (expresada en altura de agua, frecuentemente m.m.), será necesaria una duración dada por

$$D_r = \int_0^{D_r} dI = \int_0^{t_r} \frac{c}{B} \cdot t^{-n} \cdot dt$$

de donde se obtiene por integración

$$D_r = \frac{c}{B} \cdot \frac{1}{1-n} \cdot t^{1-n}$$

es decir, que la duración del riego es

$$t_r = \left[ \frac{(1-n) B D_r}{c \cdot C} \right]^{\frac{1}{1-n}}$$

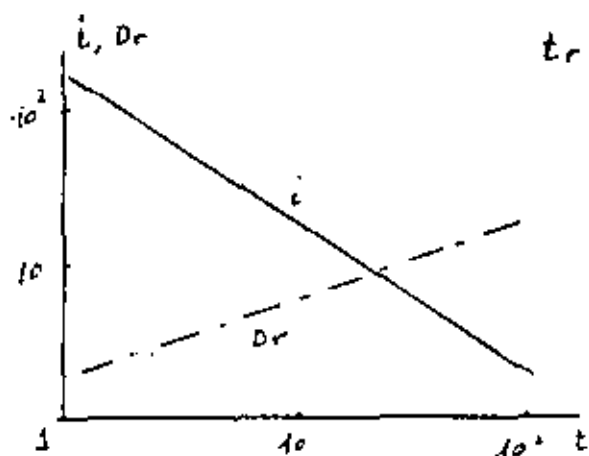


Fig. 2

Dado que, en los casos más frecuentes  $0,3 < n < 0,9$ , estando generalmente el valor de este parámetro próximo a 0,5, al representar las expresiones de  $i$  y de  $D_r$  en escalas logarítmicas se obtienen rectas como las indicadas en la Fig. 2, de tal forma que, para  $t = 1$ , la recta  $i$  mide el valor de  $b \cdot C/B$  y su pendiente proporciona el valor de  $n$ .

diente proporciona el valor de  $n$ .

La determinación, por puntos de la recta i, se efectúa en el campo por medio de dos aforadores consistentes en placas metálicas con un orificio que funciona como sumergido, según se representa en la Fig. 3. y cuyo diámetro suele oscilar entre 7 a 8 m.m., viniendo el caudal que fluye a través del mismo -- dado por la expresión

$$Q = C_d \cdot S \sqrt{2gh}$$

en la que  $C_d$  es el coeficiente de descarga,  $S$  el área de su sección y  $h$  la diferencia de niveles de agua a ambos lados.

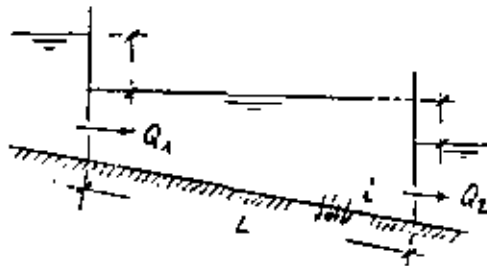


Fig. 3

Si en el instante t, los caudales medidos en dos aforadores separados una distancia  $L$  a lo largo de un surco, son --  $Q_1$  y  $Q_2$  la velocidad de infiltración en ese instante, por debajo del fondo del surco y cuando las líneas de corriente ya se hacen paralelas :

$$i = \frac{Q_1 - Q_2}{B \cdot L}$$

La aplicación reiterada de esta expresión, para distintos valores de t y efectuado el ensayo en varios surcos, permitirá deducir por métodos estadísticos, la recta de infiltración i.

#### Circulación del agua en los surcos. Longitud máxima

El primer problema que puede plantearse en los surcos y su dimensionado es el de calcular el caudal del tal forma -- que, con arreglo a la pendiente no se origine erosión en el terreno, pudiéndose indicar que, como norma más general, las pendientes recomendables oscilan entre el 0,5 y el 2,0 %.

Cuando la pendiente topográfica es pequeña, se aconseja --



ble dar al surco una pendiente única y cuando es mayor puede adoptarse la norma de dar una pendiente variable pudiendo recomendarse, a título orientativo, los valores dados en la siguiente tabla :

Tramo del surco	Pendiente
0 - L/4	I
L/4 - L/2	0,56 I
L/2 - 3/4.L	0,25 I
3/4.L - L	0,06 I

En suelos de textura media, como norma practica y con vistas a evitar la erosión, puede adoptarse como límite máximo del caudal por surco el dado por la expresión

$$Q = \frac{2,25}{J} \text{ m}^3/\text{h} = \frac{0,625}{J} \text{ l/seg}$$

lo que indica una relación correspondiente a una rama de hipérbola entre el caudal y la pendiente, la cual viene aquí -- adoptada en tanto por ciento (%). Como norma más general, estos caudales suelen oscilar entre 1,50 y 0,25 l/seg.surco.

Otro de los datos necesarios para el proyecto de una instalación de riego por surcos es el referente al conocimiento de las curvas de avance y de retroceso del agua en los mismos para distintos caudales que no produzcan erosión.

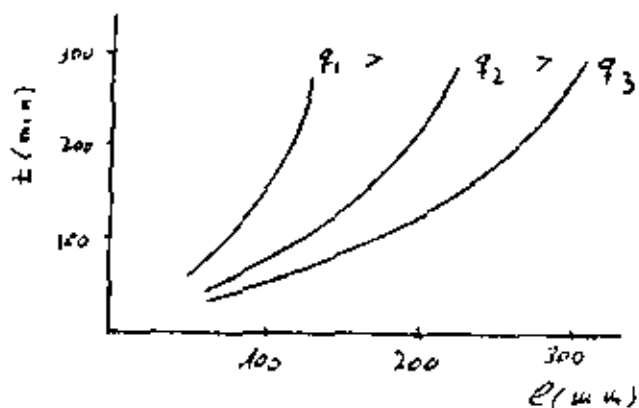


Fig. 4

Las curvas de avance, tienen la forma indicada en la Fig 4. de manera que, para un determinado caudal  $Q_i$  el avance es relativamente rápido al principio y va disminuyendo de velocidad paulatinamente hasta tender a un valor límite correspondiente a una longitud

máxima, en la cual, se establece el equilibrio entre el caudal --  
aportado y el caudal infiltrado

Una vez que se corta la entrada de agua en el surco, puede --  
medirse la velocidad de retroceso de la misma, representandola --  
gráficamente de forma análoga a la de la curva de avance, siendo  
deseable, a objeto del proyecto el conseguir un cierto paralelismo  
entre esta última curva y la de avance, pues ello implicará  
que el "tiempo de oportunidad de infiltración" es decir, el que --  
el agua ha permanecido inundando cada punto del terreno regado,  
es muy similar en toda la superficie regada, con lo que se con --  
seguirá una mayor uniformidad en la distribución, según se indi --  
ca en la curva (1) de la Fig.5, mientras que si el retroceso es  
sensiblemente distinto al avance, como ocurre en la curva (2) de

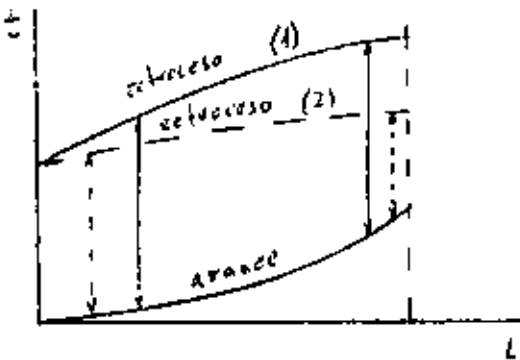


Fig.5

dicha figura, las desigualdades de  
altura de agua infiltrada en los  
diversos elementos de la super --  
ficie regada serán mayores, con  
la consiguiente disminución del  
coeficiente de uniformidad y --  
menor eficiencia del agua de --  
riego.

Lo más frecuente es que el  
retroceso del agua se efectúe a mayor velocidad que el avance, por  
estar el suelo ya humedecido y ser menor la velocidad de infil --  
tración (curva -2-) por lo que la cabecera del surco recibirá --  
mayor cantidad de agua que la cola, siendo por tanto necesario,  
o bien aumentar el caudal (avance más rápido), o bien disminuir  
la longitud de los surcos (menores diferencias en los tiempos  
de oportunidad de infiltración).

Experimentalmente, se ha comprobado que, el tiempo que tar --  
da el agua en avanzar desde la cabecera hasta la cola del surco  
cuando comienza el riego, debe ser, para que la eficiencia sea ma --  
yor, igual a la cuarta parte de la duración del riego  $t_r$  obtenida  
según la expresión dada, anteriormente, en este tema, de  $\frac{t_r}{4}$  tal for --  
ma que, esta, puede dividirse en dos partes, la primera, en la cual  
se humedece todo el surco, de duración  $t_1 = \frac{t_r}{4}$  y el resto, de

duración  $t_2 = 3 t_r/4$ , en la cual se continúa suministrando agua hasta completar la dosis de riego.

### Modalidades más frecuentes del riego por infiltración

En los modernos sistemas de riego por infiltración, pueden destacarse, como más importantes por su amplia utilización, los siguientes subsistemas :

En los surcos de contorno, la dirección de los mismos, es, aproximadamente, la de las curvas de nivel si bien, dándoles una cierta pendiente que depende tanto del tipo de cultivo como de la de la ladera a regar.

Como norma más frecuente, la pendiente de los surcos debe oscilar entre el 0,5 y el 1,0 % tendiéndose al primero de estos valores en el caso de cultivos anuales y siendo posible aumentarla para los frutales.

Debido a las irregularidades de la pendiente natural del terreno, es con frecuencia necesario el introducir surcos de relleno bien sea que nacen o mueren entre la reguera de último orden y la de desagüe o ambas cosas a la vez.

El riego por surcos pequeños (corrugation) se adapta muy bien a los cultivos que exigen una siembra muy densa como cereales, maíz, etc, en los cuales, se prepara el terreno para el riego, mediante el alomado que tiene lugar después de dicha siembra.

La dirección de los surcos sigue la de la máxima pendiente siempre que esta no sobrepase el 8 % empleándose caudales unitarios muy pequeños y no siendo, generalmente la profundidad de cada surco, superior a los 0,15 m.

Otro subsistema, corresponde a los denominados surcos a nivel, los cuales, los cuales se construyen con pendiente muy pequeña o nula siendo más, bien, un método de inundación, pues, una vez vertida el agua, y llenado el surco, se cierra la entrada dejando que el agua se infiltre lentamente. Los suelos de baja conductividad hidráulica y de elevada capacidad de retención son los más indicados para el empleo de esta modalidad de riego por infiltración

Finalmente, en las plantaciones de frutales, se utilizan dos variantes, denominadas surcos en zig - zag y riego por balsetas los cuales tienen la misma finalidad que consiste en aumentar la superficie de infiltración en las cercanías de cada árbol para facilitar la llegada del agua infiltrada a la zona radicular.

En el método de surcos en zig - zag, el surco va bordeando cada fila de árboles mientras que en las balsetas, normalmente, una reguera de distribución, practicada en calles alternas, es la encargada de alimentar a cada uno de los surcos que conducen el agua hasta un pequeño embalse circular realizado alrededor de cada árbol.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

TABLAS PARA CALCULO

DR. JOSE L. DE PAZO

OCTUBRE, 1979



CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
 UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979  
 Prof. Dr. José L. de Paco

-----

**TABLA nº 1.- Relación entre la textura y la velocidad de infiltración (1)**

<u>Textura</u>	<u>i (m.m./hora)</u>
Arenosa . . . . .	50,0 - 25,0 (2)
Franco arenosa . . . . .	25,0 - 15,0
Franca . . . . .	12,5 - 8,0
Franco arcillosa . . . . .	8,0 - 2,5
Arcillo limosa . . . . .	2,5 - 0,03
Arcillosa . . . . .	5,0 - 1,0

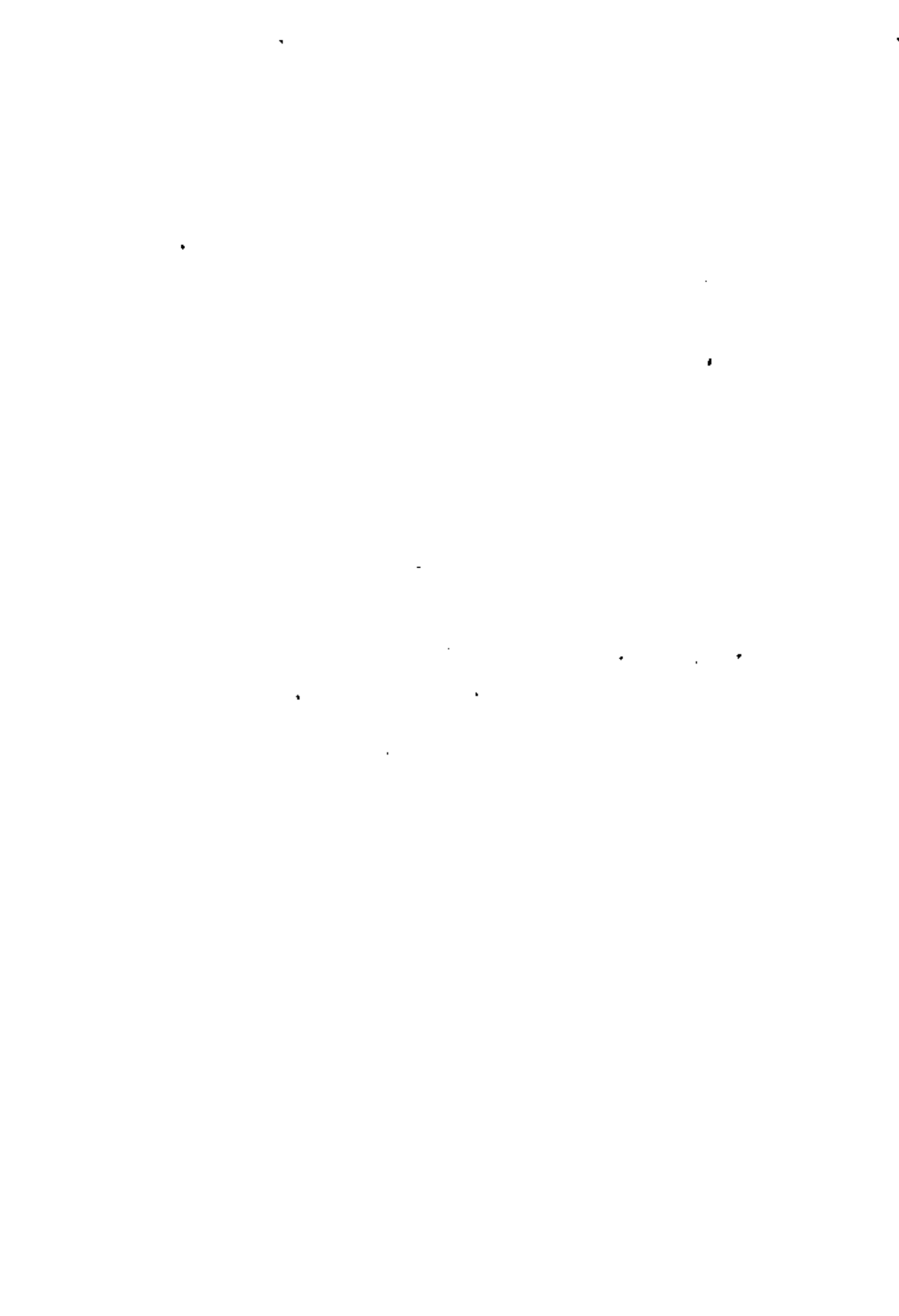
(1).- Dada la amplia variación de esta caractefistica hidrodinámica de los suelos y su dependencia de otros factores no especificados en la tabla, los valores indicados son, simplemente, orientativos.

(2).- La cifra mayor de cada textura corresponde a un valor que puede ser admisible para el diseño mediante sistemas de riego por gravedad y la cifra menor, refleja el orden de magnitud de la velocidad de infiltración estabilizada.

**TABLA nº 2.- Valor teórico de la intensidad de precipitación admisible en los sistemas de riego por aspersión, según la textura del suelo (1)**

<u>Textura</u>	<u>i (m.m./hora)</u>
Arenosa . . . . .	14 - 12
Franca . . . . .	12 - 7
Arcillosa . . . . .	7 - 4

(1).- Para pendientes topográficas medias inferiores al cinco por ciento.





CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
 UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979  
 Prof. Dr. José L. de Paco

TABLA nº 3.- Relación entre la humedad disponible (% vol) y la tensión de humedad (atm), para distintos tipos de textura del suelo

Textura del suelo	Tensión de humedad (atm)			
	0,2	0,5	2,5	16,0
Arcillosa . . . . .	18	16	9	0
Franca . . . . .	23	17	6	0
Franco arcillosa . . . . .	15	11	7	0
Franco arenosa . . . . .	13	8	3	0
Arenosa . . . . .	12	8	4	0

TABLA nº 4.- Intervalos de tensiones de humedad (atm), en los que la evapotranspiración se mantiene, aun, dentro de los niveles previstos, sin disminu- ción apreciable de la producción

Cultivo	Th (atm)	Cultivo	Th (atm)
Alfalfa . . . . .	0,8 - 1,5	Maiz, Tomates . . .	0,5 - 1,5
Cítricos . . . . .	0,5 - 1,0	Frijoles, colcs,	
Frutales caducif.	0,6 - 1,0	Sorgo . . . . .	0,6 - 1,0
Melón, Cebollas, Gui- santes, Patatas .	0,5 - 0,6	Fresas . . . . .	0,2 - 0,5
Algodon, Pepinos, .		Trigo . . . . .	0,8 - 0,1
Girasol . . . . .	1,0 - 3,0	Trigo (madurac.).	5,0 - 4,0
Flores y Pl. Orna- mentales . . . . .	0,1 - 0,5	Lechugas . . . . .	0,2 - 0,6
		Remolacha . . . . .	0,6 - 0,6



CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE

UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979

Prof. Dr. José Lade Páco

-----

TABLA nº 5.- Factor de corrección, según la dosis de riego (Fd), para el cálculo de la precipitación efectiva (1)

<u>Dosis de riego (m.m.)</u>	<u>Fd</u>	<u>Dosis de riego (m.m.)</u>	<u>Fd</u>
20	0,73	55	0,95
25	0,77	60	0,96
30	0,81	65	0,98
35	0,84	70	0,99
40	0,88	75	1,00
45	0,91	80	1,00
50	0,93	90	1,01

(1) Los valores de la dosis de riego, corresponden a la dosis útil (Du m.m.).

TABLA nº 6.- Factor de corrección para el cálculo de la precipitación efectiva, en el caso de una dosis de riego de 75 m.m. (1)

<u>R (m.m.)</u>	<u>Evapotranspiración mensual (m.m.)</u>						
	<u>25</u>	<u>50</u>	<u>75</u>	<u>100</u>	<u>125</u>	<u>150</u>	<u>175</u>
12,5	0,60	0,64	0,70	0,72	0,74	0,80	0,84
25,0	0,60	0,64	0,70	0,72	0,74	0,79	0,82
37,5	0,60	0,64	0,70	0,72	0,74	0,78	0,81
50,0	0,50	0,64	0,69	0,71	0,74	0,78	0,81
62,5	0,40	0,64	0,68	0,71	0,75	0,78	0,81
75,0	0,33	0,62	0,66	0,70	0,73	0,77	0,80
87,5	0,29	0,57	0,65	0,69	0,73	0,75	0,80
100,0	0,25	0,50	0,64	0,68	0,72	0,74	0,79

(1).- Du = 75 m.m.



CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE

UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979

Prof. Dr. José L. de Paco

TABLA nº 7.- Factor de probabilidad (F<sub>p</sub>), para el cálculo de la precipitación efectiva corregida

Precipitación anual (m.m.)	Probabilidad (%)		
	70	80	90
100	0,61	0,50	0,38
150	0,68	0,57	0,45
200	0,71	0,62	0,51
300	0,78	0,69	0,58
400	0,81	0,73	0,63
500	0,83	0,75	0,67
600	0,84	0,78	0,70
700	0,86	0,80	0,72
1.000	0,89	0,83	0,77

TABLA nº 8.- Factor de corrección de la evapotranspiración (f<sub>c</sub>) para el mes punta (1)

(2) Dosis de riego (m.m.)	Evapotranspiración mensual: ETP (m.m.)					
	50	75	100	125	150	175
20	1,09	1,15	1,16	1,18	1,20	1,22
30	1,05	1,09	1,11	1,14	1,16	1,17
40	1,02	1,06	1,09	1,11	1,13	1,14
50	1,00	1,04	1,06	1,09	1,10	1,12
60	1,00	1,02	1,05	1,07	1,09	1,10
70	1,00	1,01	1,03	1,05	1,07	1,09
80	1,00	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07

(1).- Valores calculados según la fórmula  $f_c = (ETp/Du)^{0,09}$  para  $ETp > Du$

(2).- Dosis útil, Du.



CURSO DE INGENIERIA DEL REGO Y DEL DRENAJE

UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979

Prof. Dr. José L. de Paso

TABLA no 9.- Eficiencias de aplicación según los sistemas de riego (1)

<u>Sistema de riego</u>	<u>SCS (EE.UU)</u>	<u>ICID</u>
A Manta . . . . .	0,60 - 0,75	0,54
Surcos de contorno . . . . .	0,50 - 0,55	--
Surcos . . . . .	0,55 - 0,70	0,57
Aspersión :		
Cl. Arido y cálido . . . . .	0,60	--
Cl. Templado . . . . .	0,70	0,67
Cl. Húmedo y frío . . . . .	0,80	--

(1).- En los sistemas de riego por goteo, las eficiencias oscilan entre los valores de 0,75 y 0,85, normalmente

TABLA no 10.- Pérdidas y eficiencias, en los sistemas de riego por gravedad, según la textura del suelo (U.S.D.A.)

<u>Pérdidas (%)</u>	<u>Textura del suelo</u>		
	<u>Arenosa</u>	<u>Francés</u>	<u>Arcillosa</u>
Acequias interiores (en tierra) . . . . .	10	10	5
Escurrentía superficial . . . . .	5	10	25
Percolación profunda . . . . .	35	15	10
<u>Eficiencias (%)</u>			
De aplicación . . . . .	60	75	65
Global en parcela . . . . .	45	65	50





CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
 UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1979  
 Prof. Dr. José L. de Paco

-----

TABLA nº 11.- Eficiencias en las conducciones principales (Ec) y acequias de parcela (Eb) (1)

<u>Eficiencia de conducción (Ec)</u>	<u>Valor</u>
Suministro continuo sin una modificación importante de caudal . . . . .	0,90
Suministro intermitente en proyectos de 3.000 a 7.000 ha, y zonas en rotación de 70 a 300 ha. con una buena administración . . . . .	0,80 - 0,85
Grandes sistemas (>10.000ha.) y sistemas pequeños (<1.000 ha.) con una comunicación problemática y una administración menos eficaz . . . . .	0,50 - 0,70
 <u>Eficiencia de las acequias (Eb)</u>	
Unidades de $\geq$ ha. sin revestir . . . . .	0,80
Unidades de $\geq$ ha. revestidas o en tubería . . . . .	0,90 - 0,95
Unidades de 1 a 20 ha., sin revestir . . . . .	0,60 - 0,75
Unidades de 1 a 20 ha., revestidas o en tubería . . . . .	0,70 - 0,90

(1).- Los datos recogidos corresponden a un estudio llevado a cabo por la I.C.I.D., (1.974) sobre un total de noventa proyectos de riego.-R.B.-"Las necesidades de agua de los cultivos" P.A.O., nº 24.

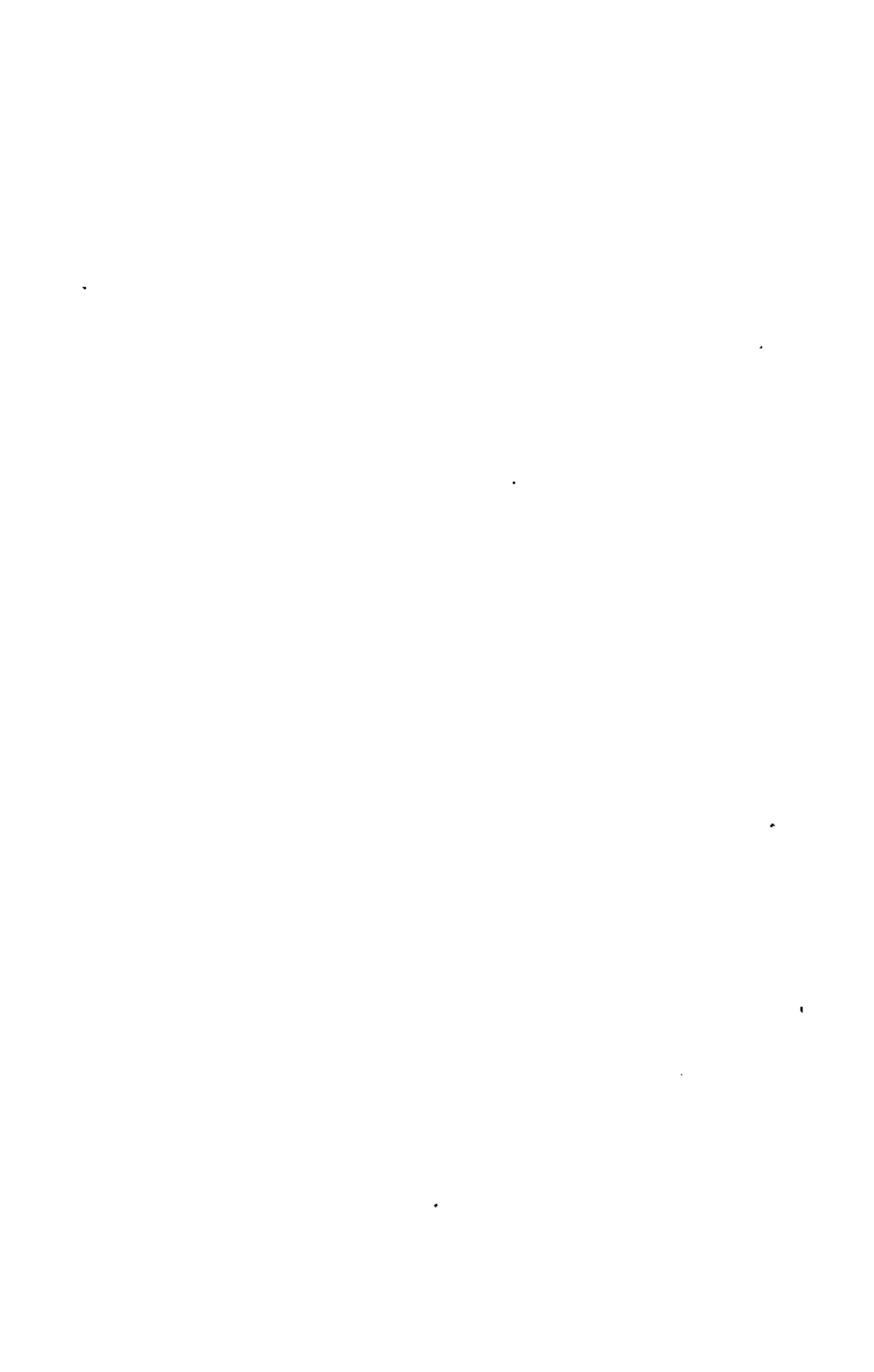


CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
 UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979  
 Prof. Dr. José L. de Paco

TABLA n° 12.- Intensidades máximas de precipitación para el proyecto de los sistemas de riego por aspersión (m.m./hora) (1)

Textura y características del perfil del suelo	Pendiente = 0 %		Pendiente = 10 %	
	Suelo cubierto	Suelo desnudo	Suelo cubierto	Suelo desnudo
Franco arenoso, homogéneo hasta unos 2m.	45	25	25	15
Franco arenoso sobre subsuelo poco permeable . . . . .	36	30	36	10
Franco limoso, homogéneo hasta unos 2 m	25	13	15	3
Franco limoso sobre subsuelo poco permeable . . . . .	15	9	10	5
Franco arcillosos, arcillosos . . . . .	5	3	3	2

(1).- Las intensidades máximas indicadas, lo son a título únicamente informativo, pudiéndose utilizar valores superiores a los 15 m.m./h, únicamente cuando estudios técnicos económicos lo aconsejen, no incluyéndose en el cuadro anterior las instalaciones anti-heladas u otras específicas, por sus características peculiares.



CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
 UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979  
 Prof. Dr. José L. de Paco

**TABLA nº 13.- Porcentaje de zona humedecida según el caudal de los emisores y la textura del suelo, para una dosis útil (Du) de 40 m.m., sobre la zona húmeda.**

Espaciamiento entre laterales Sm (m)	Caudal del punto de emisión (l/h)					
	2			4		
	(1) Se recomendado (m)					
Sm (m)	(2) C	M	F	C	M	F
.000.	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3
	(3) Pr (%)					
1,0	40	80	100	60	100	100
1,5	26	53	80	53	80	100
2,0	20	40	60	40	60	80
2,5	16	32	48	32	48	64
3,0	13	26	40	26	40	53
3,5	11	23	34	23	34	46
4,0	10	20	30	20	30	40
4,5	9	18	26	18	26	36
5,0	8	16	24	16	24	32
6,0	7	14	20	14	20	27

(1).- Espaciamiento entre las derivaciones de caudal de 2 y 4 l/h a lo largo del canal lateral.

(2).- C, M, F, Textura gruesa, media y fina, respectivamente

(3).- Porcentaje de suelo humedecido

Segun D. Karmeli y J. Keller "Trickle Irrigation Design"  
 (datos parciales)



Tabla 5.1 para el cálculo del factor F ( $S_0 = 5$ )

$m = 1'75$	$m = 1'80$	$m = 1'85$	$m = 1'90$	$m = 2'00$	N
1'000	1'000	1'000	1'000	1'000	1
0'650	0'644	0'639	0'634	0'625	2
0'546	0'540	0'535	0'528	0'518	3
0'497	0'491	0'486	0'480	0'469	4
0'469	0'463	0'457	0'451	0'440	5
0'451	0'445	0'435	0'433	0'421	6
0'438	0'432	0'425	0'419	0'408	7
0'428	0'422	0'415	0'410	0'398	8
0'421	0'414	0'409	0'402	0'391	9
0'415	0'409	0'402	0'396	0'385	10
0'410	0'404	0'397	0'392	0'380	11
0'406	0'400	0'394	0'388	0'376	12
0'403	0'396	0'391	0'384	0'373	13
0'400	0'394	0'387	0'381	0'370	14
0'397	0'391	0'384	0'379	0'367	15
0'395	0'389	0'382	0'377	0'365	16
0'393	0'387	0'380	0'375	0'363	17
0'392	0'385	0'379	0'373	0'361	18
0'390	0'384	0'377	0'372	0'360	19
0'389	0'382	0'376	0'370	0'359	20
0'387	0'380	0'374	0'368	0'357	22
0'385	0'378	0'372	0'366	0'355	24
0'383	0'376	0'370	0'364	0'353	26
0'382	0'375	0'369	0'363	0'351	28
0'380	0'374	0'368	0'362	0'350	30
0'378	0'371	0'365	0'359	0'347	35
0'376	0'370	0'364	0'357	0'345	40
0'374	0'367	0'361	0'355	0'343	50
0'369	0'362	0'356	0'350	0'338	100
0'364	0'357	0'351	0'345	0'333	

Tabla 5.2 para el cálculo del factor F ( $S_0 = 5$ )

N	$m = 1'75$	$m = 1'90$	$m = 2'00$
1	1'000	1'000	1'000
2	0'532	0'512	0'500
3	0'455	0'434	0'422
4	0'426	0'405	0'393
5	0'410	0'390	0'378
6	0'401	0'381	0'369
7	0'395	0'375	0'363
8	0'390	0'370	0'358
9	0'387	0'367	0'355
10	0'384	0'365	0'353
11	0'382	0'363	0'351
12	0'380	0'361	0'349
13	0'379	0'360	0'348
14	0'378	0'358	0'347
15	0'377	0'357	0'346
16	0'376	0'357	0'345
17	0'375	0'356	0'344
18	0'374	0'355	0'343
19	0'374	0'355	0'343
20	0'373	0'354	0'342
22	0'372	0'353	0'341
24	0'372	0'352	0'341
26	0'371	0'351	0'340
28	0'370	0'351	0'340
30	0'370	0'350	0'339
35	0'369	0'350	0'338
40	0'368	0'349	0'338
50	0'367	0'348	0'337
100	0'365	0'347	0'335









centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

EJERCICIOS

DR. JOSE LUIS DE PACO

OCTUBRE , 1979 .



CURSO DE INGENIERIA DEL RIEGO Y DEL DRENAJE  
UNIVERSIDAD DE MEXICO, D.F., Octubre, 1.979  
Prof. Dr. José L. DE PACO

EJERCICIOS  
-----

1.- Deducir la expresión de la velocidad de sedimentación de una partícula esférica de radio  $r$  y peso específico  $w$ , en el seno de un líquido de viscosidad cinemática a la temperatura  $t$  y peso específico .

Aplicarlo a la caída de un elemento sólido en agua, con las siguientes características :

$$d = 0,002 \text{ m.m.} ; r = 0,001 \text{ m.m.} = 10^{-6} \text{ m.}$$

$$w = 2,6 \text{ gr/cm}^3 = 2.600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\nu = 1.10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg} \quad (t = 20 \text{ }^{\circ}\text{C})$$

$$\rho = 1 \text{ gr/cm}^3 = 1.000 \text{ Kg/m}^3.$$

-----

2.- En un suelo de perfil homogéneo con capacidad de retención y punto de marchitez dados respectivamente por los valores  $\theta_r = 19 \%$  y  $\theta_f = 10 \%$ , expresados ambos como porcentaje de volumen total aparente de suelo, y una velocidad de infiltración de  $i = 12 \text{ m.m./h}$ , se ha implantado en una extensión de  $S = 10 \text{ ha}$ . el cultivo de remolacha forrajera, con una profundidad radicular de  $h = 0,70 \text{ m.}$ , y una evapotranspiración potencial en el mes de máximas necesidades (julio) de  $ETp = 149 \text{ m.m.}$

La precipitación en dicho mes es  $d \cdot R = 20,8 \text{ m.m.}$  y se desea regar cuando se haya consumido, aproximadamente, una fracción de  $a = 2/3$  del agua útil.

Calcular :

- a) La dosis útil
- b) Las necesidades de agua de riego corregidas en el mes punta.
- c) Dosis real de riego suponiendo una eficiencia del 88% y un coeficiente de uniformidad del 90%.
- d) Frecuencia del riego y dosis corregidas, suponiendo que se adopte un espaciamiento definitivo de 10 días.
- e) Caudal característico.

3.- En la finca del problema anterior (No.3), se ha elegido, para el riego por aspersión, un aspersor con las siguientes características :

2 toberas : 5,16 x 3,17 m.m.

$P_n = 2 \text{ atm.} = 20,66 \text{ m}$

$S_1 = 12 \text{ m.} ; S_m = 18 \text{ m.}$

$C_d = 0,96.$

Suponiendo que el número de días hábiles durante el mes de julio sea de 26 calcular :

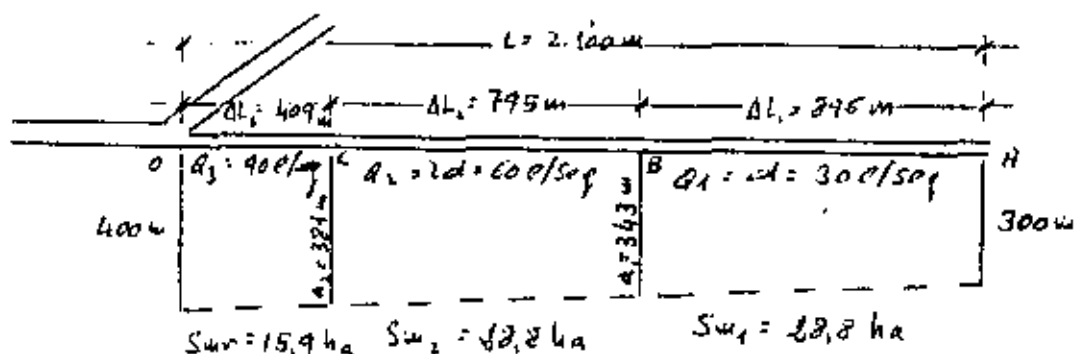
- Duración de una postura de riego
- Unidad de riego y número de aspersores necesarios, adoptando 3 posturas por día
- Calculo de ramales laterales suponiendo que alimentan, cada uno a 12 aspersores con mangueras de PE de 25 - m.m. de diámetro interior y 36 m de longitud y proyectándose dichos ramales enterrados y de PVC.

4.- Calcular la ley que rige la velocidad de filtración en función del tiempo para una parcela plantada de frutales de hueso si los caudales que figuran en la tabla se han medido mediante orificios sumergidos colocados a una distancia de 30 m., y la era, en la que se han efectuado las mediciones tiene una anchura de 4m.

Hora	$Q_1$ l/min	$Q_2$ l/min	$Q_a$ l/min
8,42	272	144	128
8,52	272	192	80
9,02	264	198	66
9,17	264	215	49
9,47	264	226	38
10,20	268	238	30
11,05	264	241	23
11,50	268	246	22
12,35	268	250	18
13,35	268	252	16
14,35	268	254	14
16,32	268	256	12

5.- La conducción (C), indicada en la figura, tiene una longitud de 2.100 m. y riega una superficie de 73,5 ha., habiéndose adoptado una jornada de riego de 16 horas/día en el mes punta, con

25 días hábiles de riego y un módulo de 30 l/seg.



La distribución de los cultivos, durante dicho mes de máxi mas necesidades y sus caudales característicos, es la siguiente

Cultivo	Superficie Ha.	Caudal caract. m <sup>3</sup> /ha.hora
Frutales caducif.	37,0	2,20
Viña	16,5	1,20
Hortalizas	20,0	2,50
Total . . .	S = 73,5	

Esta distribución de cultivos, a efectos de diseño, puede considerarse uniforme en toda la propiedad, contituida por parcelas de superficie comprendida entre 4 y 6 ha, cada una.

Calcular :

- Caudal característico global de la zona
- Superficie regada por el módulo para la distribución global de cultivos
- Distribución de caudales para el cálculo hidráulico de la conducción, según sus diversos tramos.

6.- Determinar el diámetro de un emisor de orificio que arroja un caudal de 10 l/hora, si el coeficiente de descarga se supone igual a 0,70.

7.- Calcular la longitud de un microtubo si el caudal del mismo debe ser de 4 l/hora bajo una carga de 10 m y con un diámetro interior de 1 m.m., por el cual se supone que circula agua

a la temperatura de  $20^{\circ}\text{C}$  a la que corresponde una viscosidad cinemática de  $\nu = 1.10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$

La rugosidad absoluta equivalente del polietileno se supone igual a 0,002 m.m.

8.- El perfil de un suelo tiene las siguientes características :

Profundidad m.	Textura	K m/día
0 - 2,0	Franca	1,20
2 - 2,5	Arcillo - limosa	0,06

Las medidas efectuadas sobre la profundidad del nivel freático indican que está comprendida entre los 25 y 40 cms siendo necesario hacerla descender a un mínimo de 70 cm para la implantación de cultivos de huerta, mediante un sistema de drenes que se van a colocar aproximadamente en el límite de separación de los dos estratos indicados anteriormente y que han de evacuar una lluvia de 20 m.m./día. Determinar el espaciamiento a que han de situarse dichos drenes.

9.- Determinar mediante las fórmulas de Hooghoudt el espaciamiento entre drenes colocados en el límite de separación de dos capas de conductividades hidráulicas 0,8 m/día (superior) y 5 m/día (inferior), si el diámetro de los mismos es de 8 cm, la lluvia a evacuar es de 30 m.m./día y estando la capa impermeable a 2,40 m de profundidad, el espesor del estrato superior es de 1,40m.

El nivel freático se desea que permanezca a una profundidad no inferior a 0,70m.

10.- La porosidad efectiva de un suelo es del 38 % y su capacidad de retención del 26 %, ambas expresadas como porcentaje de volumen total aparente de suelo. Para el cultivo de perales a implantar, la evapotranspiración corregida en el mes punta es de 120m.m., siendo la conductividad hidráulica de 2 m/día habiéndose de dar 3 riegos en el mes punta. La eficiencia del sistema de riego por gravedad a emplear se ha estimado en el 67 % representando las pérdidas por percolación profunda el 60 % de las totales

Para mantener el nivel freático a una profundidad mínima

de 1,10 m., se van a instalar drenes de un radio de 3 cm, adoptando, para mayor seguridad una profundidad en su colocación de 5 cm más de lo que resulte teóricamente necesario, existiendo un estrato impermeable a 2,80 m de profundidad. Calcular, en tales condiciones, el espaciamiento a que han de situarse los drenes.

-----

11.- Calcular el espaciamiento a que deben colocarse unos drenes de PVC liso de 0,06 m de diámetro si se han de instalar con una pendiente del 1 por mil y funcionan al 75 % de su capacidad máxima, de tal forma que, estando colocados sobre la capa impermeable, que se encuentra a 1,50m de profundidad, mantengan el nivel freático a 1,00 m. por debajo de la superficie del suelo

La conductividad hidráulica es de 4 m/día y se adopta la hipótesis de régimen permanente.







centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

ESTUDIO DE LAS CARACTERISTICAS HIDRODINAMICAS  
DE LOS SUELOS

DR. JOSE EDUARDO TORRES SOTELO  
DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.



## II.1.- El ciclo hidrológico

Dr. José E. TORRES

### EL CICLO HIDROLÓGICO

Una parte del agua procedente de las precipitaciones se evapora directamente durante su caída sin alcanzar la superficie del suelo mientras que otra puede quedar interceptada por la cubierta vegetal hasta que finalmente se evapora o cae al terreno. La fracción que alcanza directamente la superficie de este, puede o bien infiltrarse o bien quedar en la superficie para llenar primeramente las pequeñas depresiones e irregularidades del terreno y después deslizarse por encima de ella hacia las

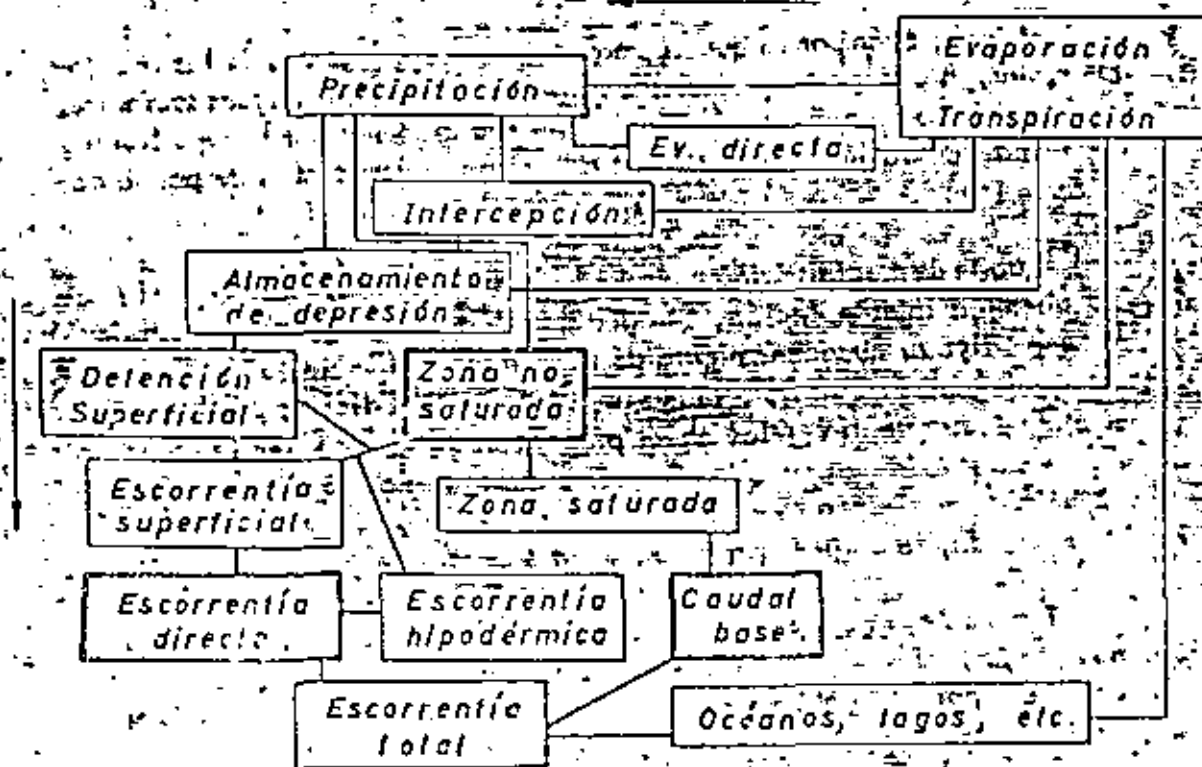


Fig. 1.- ciclo hidrológico. \*

(1). Según Kraijenhoff van de Leur



cotas más bajas. El agua infiltrada puede quedar en la capa superior del suelo (generalmente no saturada) para ser devuelta a la atmósfera por evaporación o a través de las plantas por medio de la transpiración o continuar su movimiento descendente por gravedad hasta alcanzar la zona saturada entrando a formar parte de las masas de agua subterránea discurriendo lentamente hacia niveles más bajos en que encuentran alguna salida como ríos, lagos, etc., desde donde se evapora.

El agua que alcanzando la superficie del suelo no se infiltra, va ocupando como hemos dicho, las pequeñas irregularidades de esta, y una vez cubierta, comienza a discurrir por la superficie hasta alcanzar un cauce natural. Estas corrientes superficiales pueden provocar a veces pequeñas infiltraciones, como consecuencia del paso de las aguas por zonas más permeables, dando lugar a una circulación denominada hipodérmica, cuyas aguas pueden a su vez, volver a la superficie al cambiar las condiciones de permeabilidad, pendiente, etc., de la zona cercana a la superficie por la que discurren. Otras veces la infiltración continúa hasta alcanzar la zona saturada, si bien esto es menos frecuente principalmente cuando se trata de estudiar zonas de pequeña extensión cubiertas en toda ella y de forma simultánea por la misma precipitación; lo que ocasiona, suponiendo unas condiciones edafológicas análogas, un cierto paralelismo en la evolución del contenido de humedad en diversos puntos del suelo.

Esta es la razón por la que, como norma general, dentro de las tres corrientes, superficial, hipodérmica y subterránea a que dan lugar las aguas sobrantes, se hagan dos grupos, uno formado por las dos primeras o al menos por la superficial y una parte importante de la hipodérmica y otro formado substancialmente por la corriente subterránea (1).

La parte de precipitación que queda retenida temporalmente por la vegetación, se denomina interceptación. El agua que llena las pequeñas irregularidades del terreno constituye el almacenamiento de depresión. La lámina que discurre sobre el terreno hacia cotas más bajas, forma la detención superficial, dándose finalmente el nombre de escorrentía a las aguas procedentes de las corrientes anteriores una vez que han alcanzado un cauce. Las aguas procedentes de las corrientes superficial e hipodérmica, constituyen la escorrentía directa y las procedentes de las aguas de infiltración profunda, la escorrentía subterránea o caudal base.

Finalmente, la evaporación, tanto desde los cauces de agua como desde los océanos, lagos, etc., completa el ciclo hidrológico al transportar masas de agua en estado de vapor, a la atmósfera que bajo condiciones favorables será objeto de nuevas precipitaciones.

(1). Lindley - Kohler - Paulhus "Hidrología para ingenieros". Cap. 73, p. 17.



El esquema representado en la figura 1, únicamente pretende dar una idea de los diversos caminos que los aguas procedentes de una precipitación pueden recorrer hasta que son devueltas a la atmósfera. Es necesario destacar que el tiempo empleado para que se complete el ciclo puede variar considerablemente de acuerdo con los diversos recorridos que se han ido exponiendo. En particular mencionemos que, como norma general, la circulación de las aguas subterráneas es mucho más lenta que la de las superficiales.

### EFFECTO Y NECESIDAD DEL RIEGO Y DEL DRENAJE.

Es evidente que para una parte del ciclo y durante cualquier intervalo de tiempo, ha de cumplirse la ecuación:

$$I = O + \Delta S \quad (1)$$

en la que  $I$  es el agua entrada en la parte considerada durante el periodo de tiempo,  $O$  es lo que ha salido, e  $\Delta S$  la diferencia -positiva o negativa- entre las cantidades almacenadas al final y al principio del intervalo.

Si nos referimos a la zona radicular, tal y como hemos descrito el ciclo, la magnitud  $I$  estará formada por las aguas procedentes de las precipitaciones que se infiltran en el terreno ( $P$ ); la  $O$  por la suma de la evapotranspiración ( $E$ ), infiltración profunda y corrientes hipodérmicas ( $D$ ) e  $\Delta S$  por el aumento o disminución del contenido de humedad.

Por razones que más adelante se expondrán, para que sea posible el normal desarrollo de las plantas, las variaciones de humedad en la zona radicular han de estar comprendidas dentro de ciertos límites, no siendo posible el empleo de esta cuando el contenido descienda por debajo del correspondiente al punto de marchitez. Puede entonces suceder que las demandas de evapotranspiración durante el periodo considerado no sean cubiertas por la parte útil de las precipitaciones -nos referimos a la que efectivamente ha sido retenida en el suelo y consumida en este concepto- y la disminución -limitada- del almacenamiento; resultando entonces

$$P < E + D + \Delta S \quad (2)$$

En estas condiciones, para que sea posible cubrir dichas necesidades, es necesario suministrar una cierta cantidad de agua,  $R$ ; verificándose entonces:

$$I + R = E + D + \Delta S \quad (3)$$



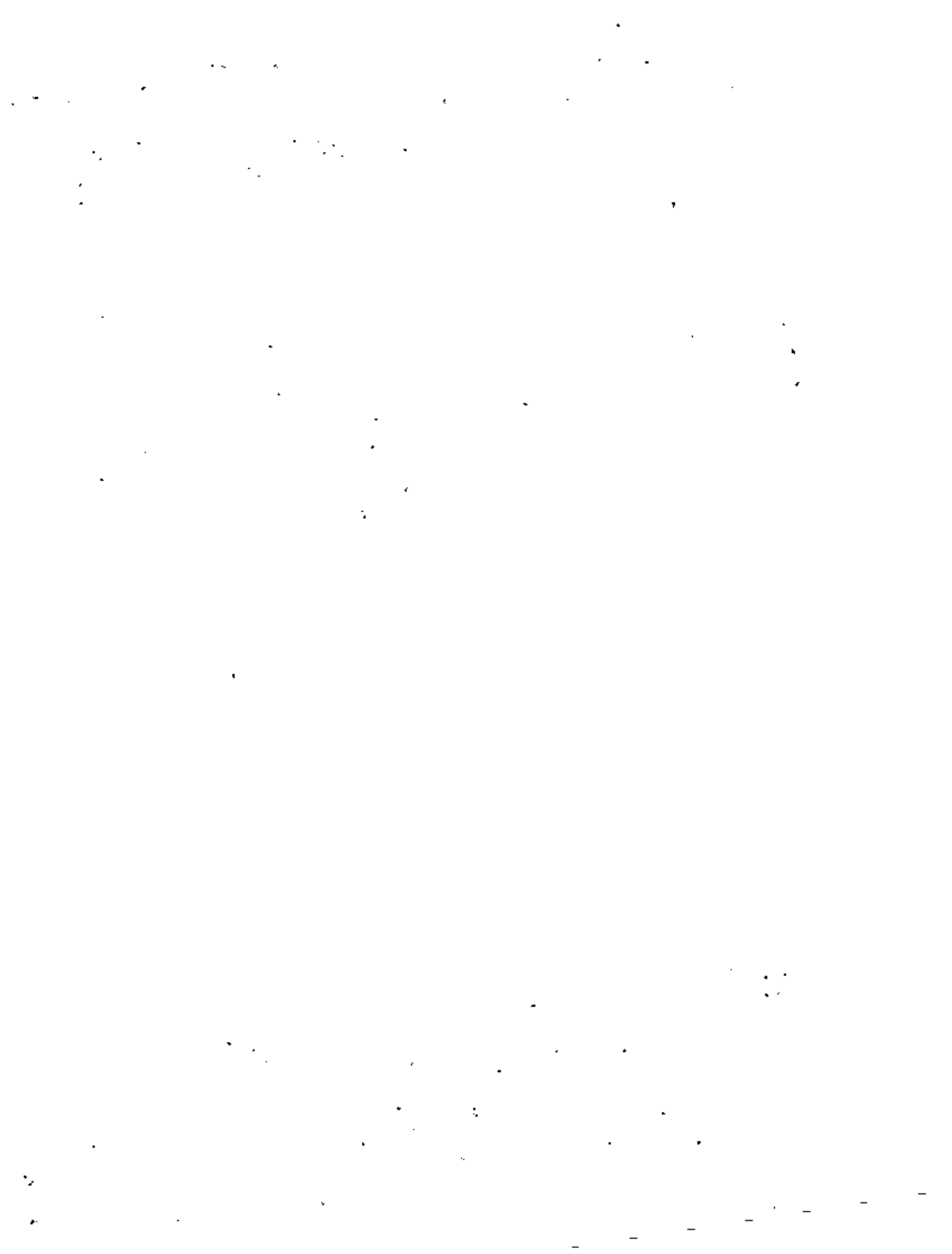


El cálculo de estas necesidades de agua y la determinación de como y cuando deben suministrarse son problemas de la mayor importancia en la técnica del riego.

El caso opuesto tiene lugar cuando las precipitaciones superan los consumos en evapotranspiración pues una vez que el suelo ha llegado a su capacidad máxima de retención cualquier aumento de humedad es perjudicial para el desarrollo de la mayoría de las plantas siendo entonces necesario, de no existir buenas condiciones de drenaje natural, recurrir a métodos artificiales para evacuar las aguas sobrantes facilitando así la aireación de la zona radicular.









centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

Propiedades Físicas e Hidrodinámicas de los Suelos en  
Relación con el Riego y el Drenaje. Estructura y Poro  
rosidad.

DR. JOSE EDUARDO TORRES SOTELO  
DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979



## II.2.- Propiedades físicas e hidrodinámicas de los suelos en relación con el riego y el drenaje. Estructura y porosidad

Dr. José L. DE PACO

### Análisis mecánico del suelo.

Fundamentalmente los suelos están constituidos por partículas minerales y orgánicas como integrantes de la parte sólida, las cuales están unidas unas a otras formando aglomerados que dejan espacios entre ellos por los que circulan y son retenidos el agua y el aire necesarios al desarrollo de las plantas. Los coloides minerales y orgánicos de tamaño muy pequeño (inferior a 2 micras), son los encargados de mantener estos gránulos que determinan la estructura del suelo debido a la acción cementante que ejercen sobre las partículas mayores.

En gran parte, el tamaño y la distribución de los poros del suelo vienen condicionados por el de estos elementos constitutivos, cuya magnitud y forma son muy variables y han de ejercer por tanto notable influencia sobre los diversos factores que determinan la productividad del suelo.

El análisis mecánico tiene por objeto determinar las proporciones en que se encuentran las partículas una vez que han sido clasificadas por tamaños dentro de ciertos grupos que inmediatamente definiremos.

### Clasificación de partículas por tamaños.

La primera distinción que se establece tiene por objeto separar los elementos gruesos de los finos, quedando comprendidos en el primero de los grupos los elementos con diámetro superior a 2 mm. que constituyen las piedras y grava. El segundo formado por los tamaños inferiores recibe la denominación de tierra fina.

En relación con el riego, es esta última fracción la de mayor importancia y a ella se refieren en general los resultados del análisis mecánico, no obstante, la fracción de tamaño superior puede tener importancia en otros casos, por ejemplo, en el estudio de viabilidad de terrenos como firmes para caminos rurales y otras vías de comunicación.





En lo que sigue nos referiremos exclusivamente a la tierra fina es decir, la que atraviesa un tamiz de agujeros de 2 mm. de diámetro. Este grupo está constituido, por orden decreciente de tamaños, por las arenas, limos y arcillas, correspondiendo estas últimas a los elementos minerales con propiedades que aparecen cuando el tamaño es inferior a 2 micras. Sin que ello prejuzgue nada sobre su composición mineralógica, los límites de separación entre las tres clases anteriores no tienen carácter general, habiéndose propuesto diversas escalas más o menos aceptadas hasta que en 1926 la Asociación Internacional de la Ciencia del Suelo, con objeto de unificar y hacer comparables los resultados, propuso las siguientes denominaciones para la tierra fina a que nos venimos refiriendo:

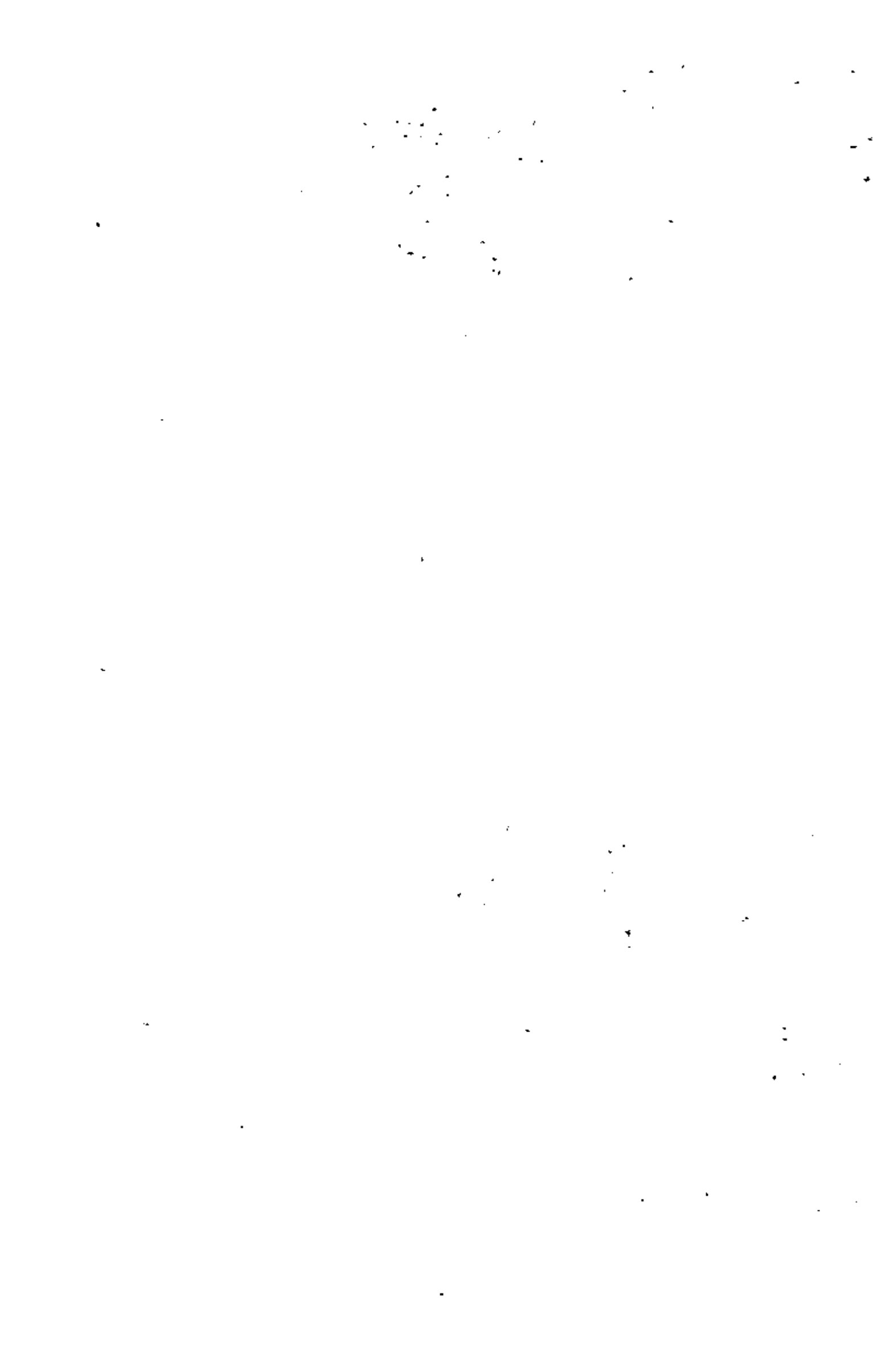
<u>Fracción</u>	<u>Tamaño (mm.)</u>
arena gruesa	0,200 - 2,000
arena fina	0,020 - 0,200
limo	0,002 - 0,020
arcilla	< 0,002

Para la clasificación de suelos, según su textura, el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos propone las siguientes:

<u>Fracción</u>	<u>Tamaño (mm.)</u>
arena gruesa	2,000 - 0,250
arena fina	0,250 - 0,050
limo	0,050 - 0,002
arcilla	< 0,002

Tomando como base estos límites, el U.S.D.A. emplea el diógrado para la clasificación que daremos al final de este capítulo.

La distribución de las partículas según los límites anteriores se denomina textura del suelo.



### Composición mineralógica y propiedades de las partículas.

Las fracciones de arena y limo están compuestas principalmente por cuarzo, feldespato y mica, el primero de los cuales constituye por sí solo, la casi totalidad de las arenas gruesas.

Dentro de las arcillas pueden también estar presentes el cuarzo y las micas, especialmente cuando el tamaño excede de  $0,5 \mu$ . Por debajo de este límite prácticamente sólo se encuentran presentes los minerales de arcilla y algunos otros productos de meteorización.

Mientras que los elementos gruesos sólo desempeñan un papel puramente mecánico, las arcillas y coloides orgánicos son los responsables de la mayor parte de las propiedades físico-químicas que caracterizan a los suelos, tales como la dispersión, floculación, absorción de agua (alcohol, glicerina) e hinchamiento, cambio de bases, etc., propiedades que influyen notablemente en la formación y estabilidad de la estructura, siendo por tanto de la mayor importancia en relación con el desarrollo de las plantas.

Las arcillas tienen una estructura laminar formada por silicatoaluminico hidratado, mezclado a veces con otros compuestos minerales, siendo la fuerza con que estas capas se mantienen unidas el principal determinante de sus propiedades específicas. Así, de los tres minerales de arcilla más importantes: coalinita, montmorillonita e illita, es el segundo el que al tener las capas de aluminio y silicio más débilmente unidas presenta una mayor superficie específica ( $400-800 \text{ m}^2/\text{gramo}$ ) y facilita la entrada del agua siendo mayor el hinchamiento.

La montmorillonita presenta también frente a los otros dos minerales, una mayor capacidad de cambio ( $0,4 - 0,8 \text{ m.e./gramo}$ ).

Finalmente los coloides orgánicos del suelo poseen una superficie específica de más de  $800 \text{ m}^2/\text{gramo}$  y una capacidad de cambio de  $1-3 \text{ m.e./gramo}$  superiores por tanto a las de la arcilla.

### Procedimientos de análisis mecánico.

La separación de los elementos gruesos ( $d > 2 \text{ mm.}$ ) se hace por medio de tamices ocurriendo lo mismo con las arenas gruesas ( $0,2 - 2,0 \text{ mm.}$ ). El resto de los constituyentes de los elementos finos, es decir, arena fina, limo y arcilla tienen un diámetro inferior a  $200 \mu$  siendo entonces aplicable la ley de Stokes según la cual el descenso de una partícula en el seno de un líquido es un movimiento uniforme, es decir que tiene lugar a velocidad constante, debido al equilibrio entre la resistencia con que el líquido tiende a impedir el descenso y al peso relativo de la partícula en su seno.



Si denominamos :

$\eta$  = viscosidad del agua

$r$  = radio de la partícula (supuesta de forma esférica)

$v$  = velocidad de descenso

$W$  = peso específico de la partícula

$w$  = peso específico del agua,

La fuerza de resistencia es :

$$F_r = 6 \pi \eta r v$$

y el peso relativo

$$F_g = \frac{4}{3} \pi r^3 (W - w)$$

iguando ambos se deduce que la velocidad de descenso es proporcional al cuadrado del radio.

$$v = k r^2 \quad (4)$$

Dado que la densidad y principalmente, la viscosidad vienen influenciadas por la temperatura, conviene referir los ensayos a un valor fijo de esta para hacerlos comparables:

Mediante la aplicación de la ec. (4) a la temperatura de 20°C (1) se calcula que la velocidad de descenso de las partículas de 0,002 mm. (límite superior de la arcilla) es 1,25 cm/hora, es decir, que se recorre una altura de 10 cm. en 8 horas y la correspondiente a 0,020 mm. (límite superior del limo) es de 125 cm/hora, lo que da para la misma altura un tiempo de 4 minutos 48 segundos. Como se observa la velocidad para el límite superior del limo es 100 veces mayor que la del límite superior de las arcillas, como indica la ec. (4) al ser su tamaño 10 veces mayor.

Se denomina  $p_v$  al logaritmo, cambiado de signo, de la velocidad de descenso expresada en cm./seg. (2).

(1) A. Demolón "Dynamique du sol" Ed. Dunod.

(2) E. J. Russell "Condiciones del suelo y desarrollo de las plantas"



Es evidente que para que sea aplicable la ley de Stokes, con vistas a realizar el análisis mecánico, es necesario destruir los agregados del suelo; lo que implica eliminar los iones que mantienen a los coloides en estado flocculado. Con este objeto una vez separada la tierra fina por medio de tamices, y antes de efectuar el análisis, se la somete a un tratamiento ácido complementado; en el caso de presencia abundante de materia orgánica, con adición de agua oxigenado para destruir los coloides orgánicos. Posteriormente se añade un agente dispersante tal como, sosa cáustica, carbonato sódico, amoníaco, etc., quedando así la muestra dispuesta para los análisis.

Aparte de la separación por tamices, aplicable a partículas de tamaño superior a 0,2 mm., los dos métodos usuales de clasificación son el de sedimentación y el de lavado.

La descripción detallada de las técnicas operatorias para los análisis de laboratorio mediante el empleo de estos métodos, caería fuera del alcance que nos proponemos, limitándonos únicamente a exponer, brevemente, el fundamento de la sedimentación discontinua y del lavado.

El primero de ellos está representado esquemáticamente en la figura 2.

x = 0,200 m.m.  
o = 0,020 m.m.  
m = 0,002 m.m.

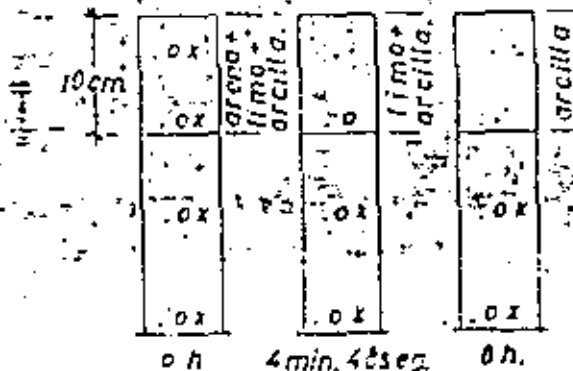


Fig. 2.- Fundamento del análisis mecánico por sedimentación discontinua.

La muestra, previamente dispersada se homogeneiza en el seno del agua, existiendo en el instante inicial partículas de todas dimensiones en la totalidad de la probeta. Si al cabo de 4 minutos y 48 segundos se extrae con una pipeta un volumen de la suspensión situado a 10 cm. de profundidad, se encontrarán presentes en su concentración inicial, todas las partículas de diámetro igual e inferior a 0,020 mm. por lo tanto con esta extracción puede deducirse directamente la suma de los porcentajes de limo y arcilla. Si a las 8 horas se hace una nueva toma, se encontrarán presentes, únicamente y a su concentración inicial, las partículas de tamaño inferior a 0,002 mm., por lo que puede deducirse el porcentaje de arcilla que resta del anterior dará el de limo.

0



El aparato de KOPECKY para el análisis mecánico por el método de lavado, está representado en la figura 3, siendo su fundamento el siguiente :

Se hace pasar una corriente de agua ascendente por los tres tubos de diámetro diferente, de tal forma, que al circular el mismo caudal y tener cada uno distinto diámetro se consiguen distintas velocidades del agua en cada uno. El grupo de partículas que quedan en cada tubo, comprende desde las que tienen una velocidad de sedimentación inferior a la alcanzada por el agua en el anterior, hasta las que la poseen igual a la alcanzada en el que las retiene.

El aparato está dimensionado de forma que pasando un caudal de  $4,950 \text{ cm}^3/\text{seg.}$  el primer tubo retiene las partículas de tamaño superior a  $0,1 \text{ mm.}$ , el segundo las comprendidas entre  $0,1$  y  $0,05 \text{ mm.}$  y el tercero, las de  $0,05$  a  $0,01$ . No sirve el método por tanto para la determinación de las arcillas.

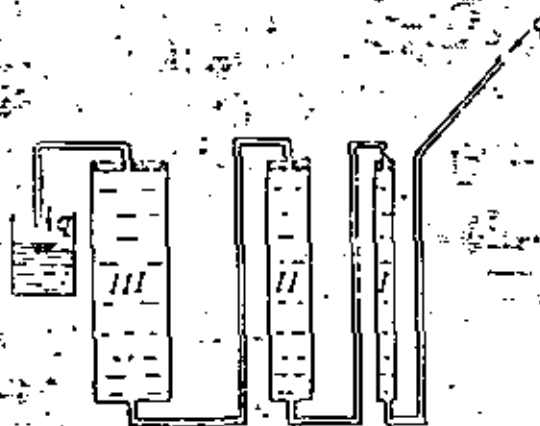


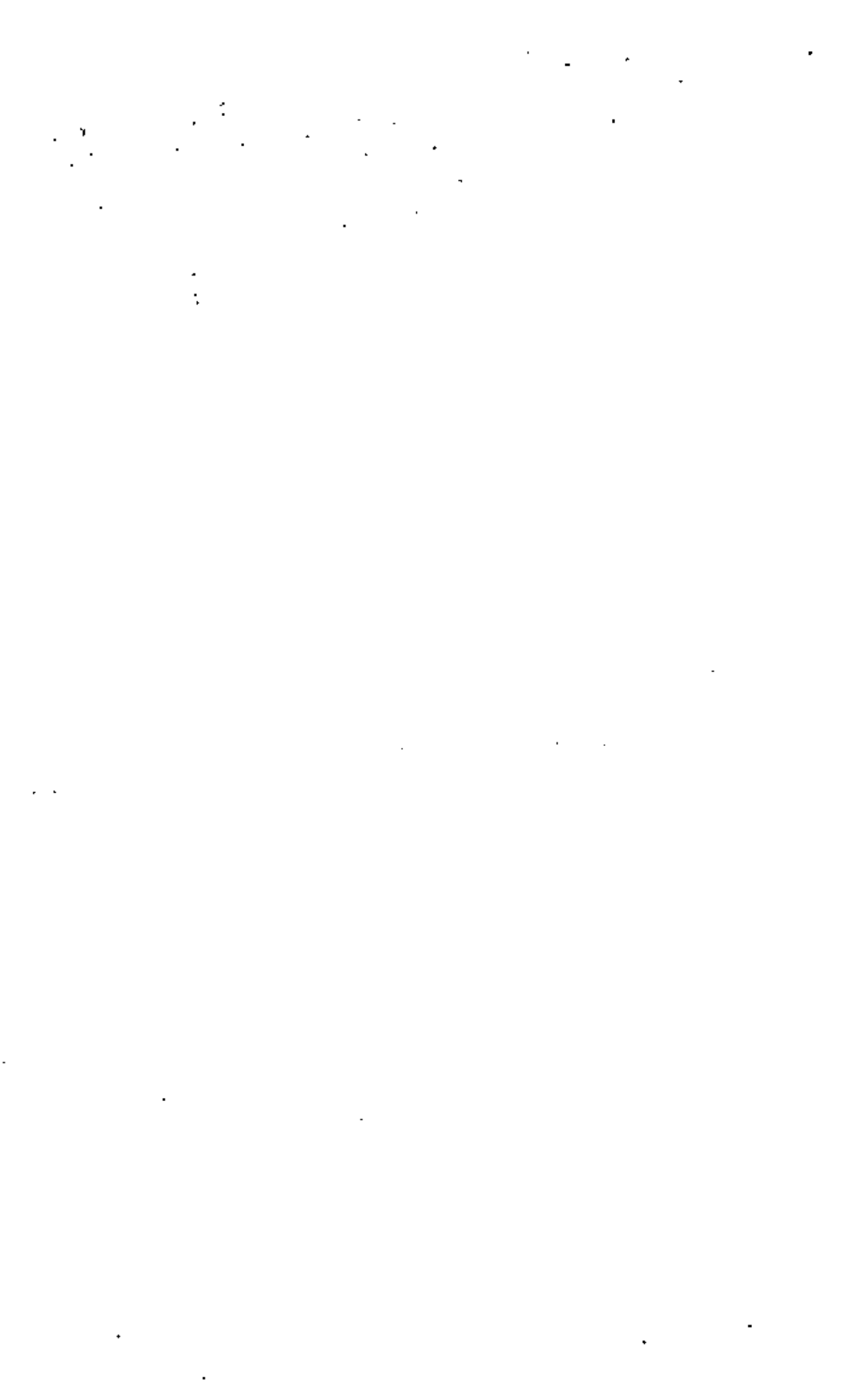
Fig.3.- Aparato de KOPECKY para el análisis granulométrico.

En general, el método a aplicar para la obtención del porcentaje correspondiente a una determinada fracción, varía según se trate de arenas, limos o arcillas, siendo recomendable emplear los siguientes :

Arenas gruesas	Tamices
arenas finas	Lavado
limos	Sedimentación o lavado
arcillas	Sedimentación

Correspondiendo los límites de las diversas fracciones a los dados por la Asociación Internacional de la Ciencia del Suelo.

Las determinaciones del carbonato cálcico y de la materia orgánica deberán acompañar siempre el análisis mecánico.



Representaciones gráficas. Curvas granulométricas.

Como más adelante veremos, la composición granulométrica tiene marcada influencia en muchas propiedades físicas de los suelos de especial interés dentro del campo del riego y del drenaje, por ello han sido numerosas las formas de representar gráficamente los resultados del análisis mecánico con vistas a que de ellas pueda obtenerse una visión de conjunto que permita obtener en líneas generales una información aproximada de cuales serán las principales características de la muestra analizada, haciéndose constar no obstante, que tal análisis será un elemento muy importante, pero no suficiente para obtener el conjunto de datos que en cualquier proyecto de control de agua son necesarios.

La representación más sencilla, debido a M. Aubert, consiste en dividir un rectángulo, en superficies proporcionales a los porcentajes de las diversas fracciones. Aparece representada en la figura 4, correspondiendo a un suelo con el 9,9% de arena (1,0% gruesa y 8,9% fino) 52,3% de limo, 36,0% de arcilla y 1,8% de materia orgánica.

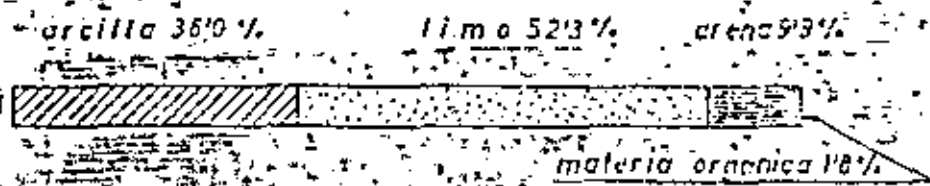


Fig. 4. - Representación gráfica, según AUBERT, del análisis granulométrico.

Quando se han efectuado análisis a diversas profundidades la representación anterior, aplicada a cada uno conduce a la obtención de perfiles que muestran claramente la evolución en profundidad de la textura. En la figura 5 se representa el perfil correspondiente a un suelo cuyos resultados del análisis mecánico a diversas profundidades son los de la tabla 1.



Tabla 1

Profundidad	Arena %			Limo %	Arcilla %	Materia orgánica %
	gruesa	finas	total			
0 - 20	2,1	10,7	12,8	76,2	8,3	2,7
20 - 45	5,1	12,5	17,6	50,2	30,1	2,1
45 - 90	1,0	8,9	9,9	52,3	36,0	1,8
90 - 150	9,0	14,0	23,0	32,0	43,7	1,3

En los primeros 45 cm. se aprecia un aumento progresivo del contenido en arcilla con la profundidad, debido al arrastre de los elementos finos que se ha producido con la circulación de las aguas de riego y de las precipitaciones.

También se observa que el porcentaje de materia orgánica es algo más elevado en las capas superiores como consecuencia de la mayor cantidad de residuos vegetales y animales en ellas acumulados.

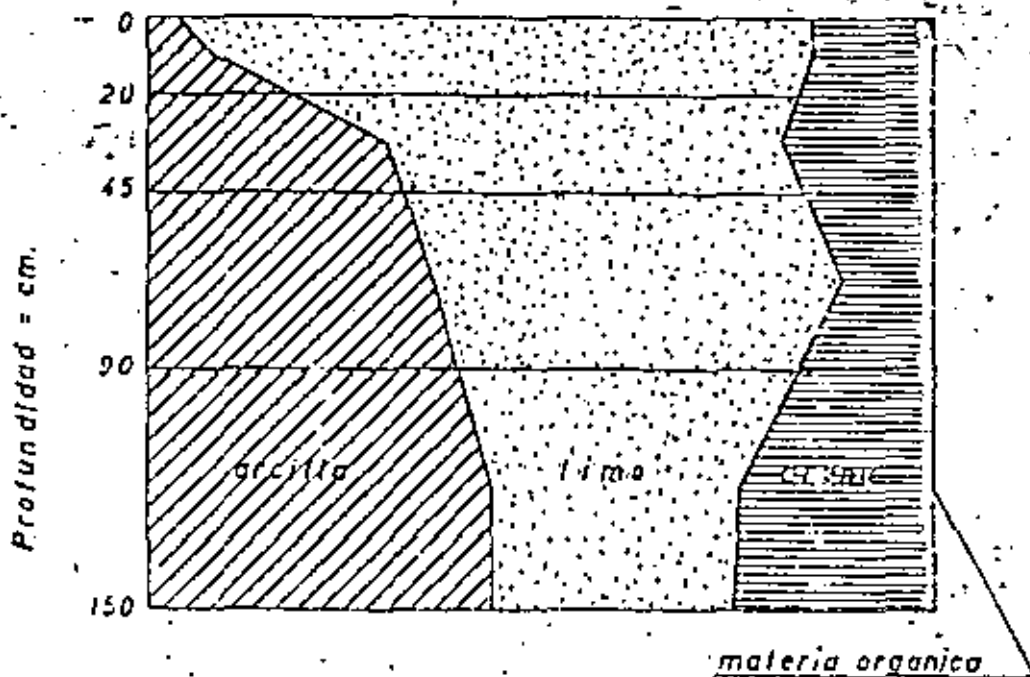


Fig.-5.- Perfil de un suelo mostrando la evolución de la granulometría en profundidad.



Uno de las formas más empleadas para la representación del análisis mecánico es la de las curvas granulométricas. Se obtienen mediante un gráfico en el que se indican, en el eje de abscisas el tamaño de las partículas, empleándose generalmente escala logarítmica debido a su gran variación y en el de ordenadas el porcentaje de partículas de dimensiones inferiores a un tamaño dado.

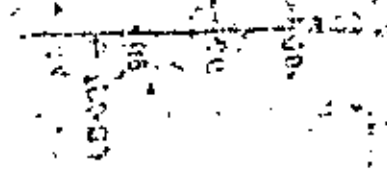
Para el análisis de los elementos finos es suficiente con representar los tamaños que van desde 0,002 mm. a 2 mm., sin embargo, a veces es de interés prolongar la escala hasta los 10 cm. Este último caso se presenta cuando se trata de deducir la viabilidad de un material para emplearlo como firme en vías de comunicación bien sea solo o mezclado con otros materiales; pues en estos casos, los elementos superiores a 2 mm. son de gran importancia. No es necesario aclarar que en estas regiones de elementos gruesos, el análisis mecánico se efectúa siempre por el método de los tamices.

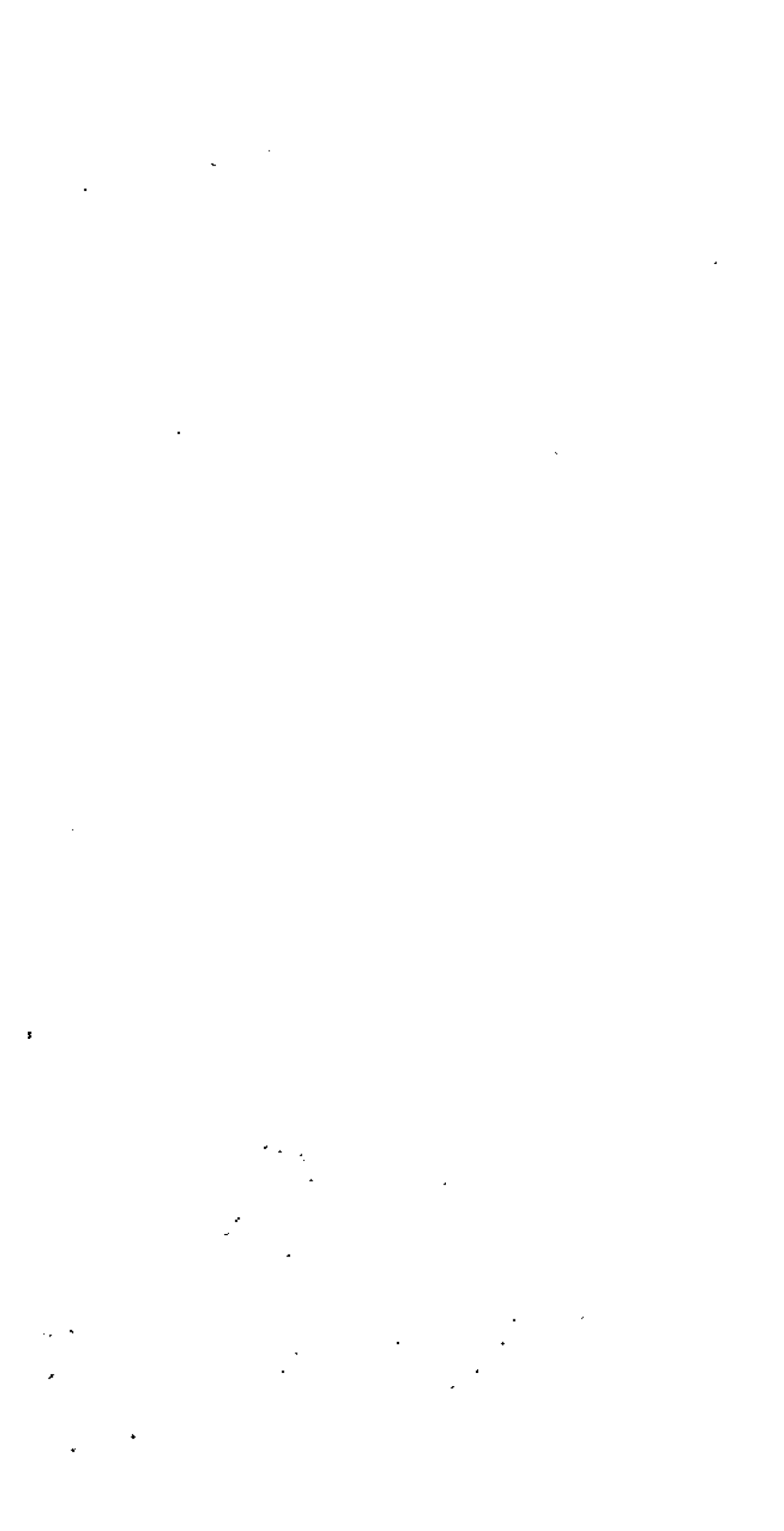
La representación mediante curvas granulométricas es un instrumento de la mayor utilidad para el estudio de los proyectos de riego y drenaje, pues permiten, por un lado, sacar conclusiones aproximadas sobre el comportamiento del suelo y por otro, deducir directamente ciertos índices que tienen marcada influencia en otras propiedades físicas importantes, tales como permeabilidad y variación de esta con el tiempo, porosidad efectiva, capacidad de retención, etc., como iremos viendo al estudiar cada una de ellas.

En la figura 6, se han representado tres de estas curvas de características bien distintas. Las 2 y 3, tienen un elevado porcentaje de elementos comprendidos entre tamaños muy próximos, así para la 3 se ve que entre 0,150 y 0,300 mm. hay el 75% de las partículas mientras que en la 2 el 75% de éstas están comprendidos entre los 0,015 y los 0,007 mm., esto indica una gran uniformidad en su distribución por tamaños. Los tramos de las curvas granulométricas cuya tendencia es aproximadamente a la perpendicular al eje de los tamaños indican, por tanto, que existe una acumulación de elementos del diámetro correspondiente, mientras que los que muestran un cierto paralelismo con aquel tienen el significado opuesto.

En la curva 1 no se aprecian ninguno de estos casos, diciéndose que la granulometría no es uniforme al haber proporciones más equilibradas dentro de cualquier intervalo de tamaños.

Para el manejo de curvas granulométricas se han definido los índices que detallamos a continuación.







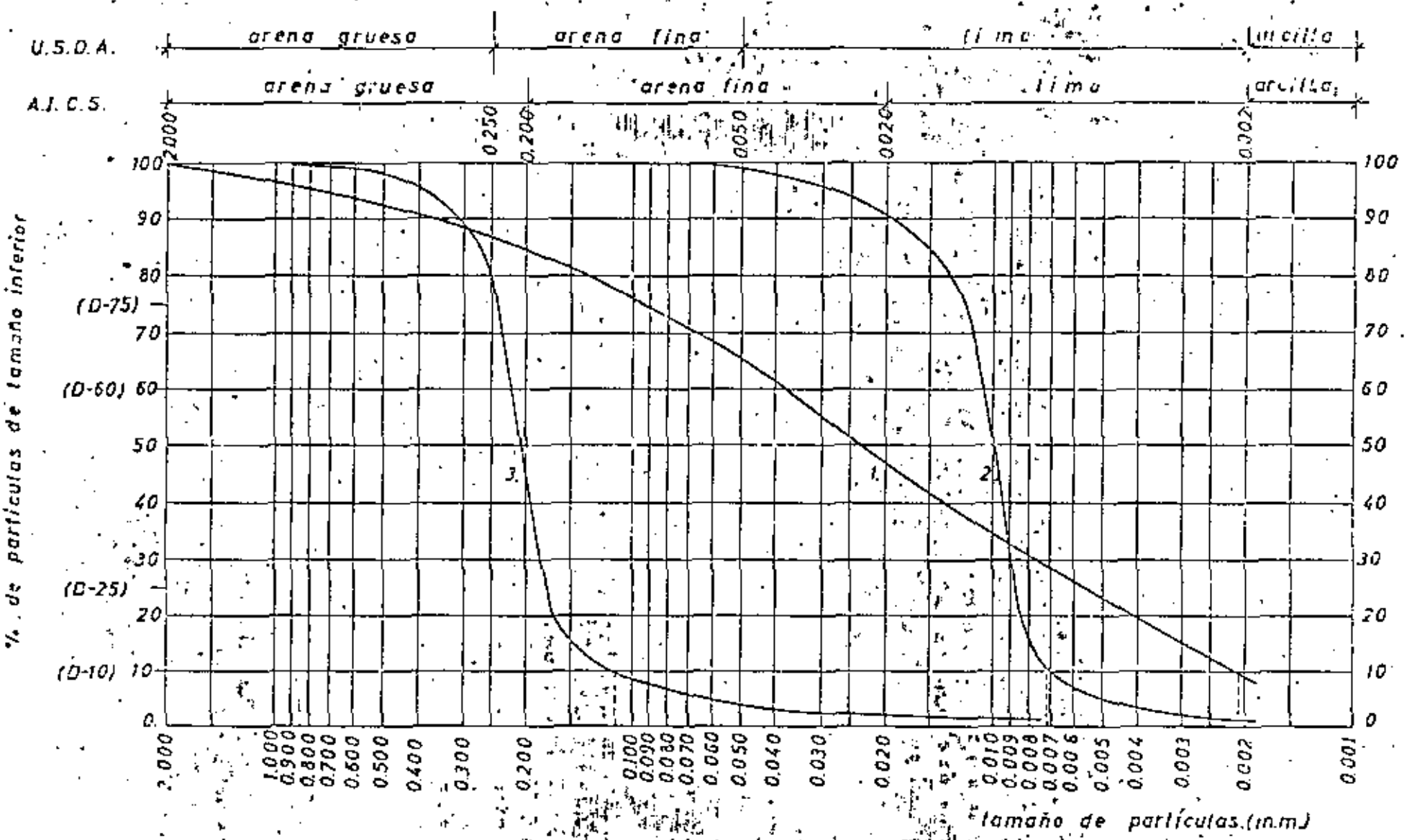


Fig. 6 - Representación del análisis mecánico mediante curvas granulométricas.



**Diámetro eficaz.** Corresponde al tamaño por debajo del cual existen un 10% , en peso de partículas. Se designa por  $D_{10}$  y análogamente se definen los  $D_{25}$ ,  $D_{60}$ , y  $D_{75}$ .

**Coefficiente de uniformidad.** Es la relación :

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5)$$

Siendo por tanto más uniforme la textura cuanto menor es su valor.

**Coefficiente de pendiente.** Viene dado por :

$$\frac{D_{75}}{D_{25}} \quad (6)$$

de forma que cuanto mayor sea la pendiente, menor será su valor.

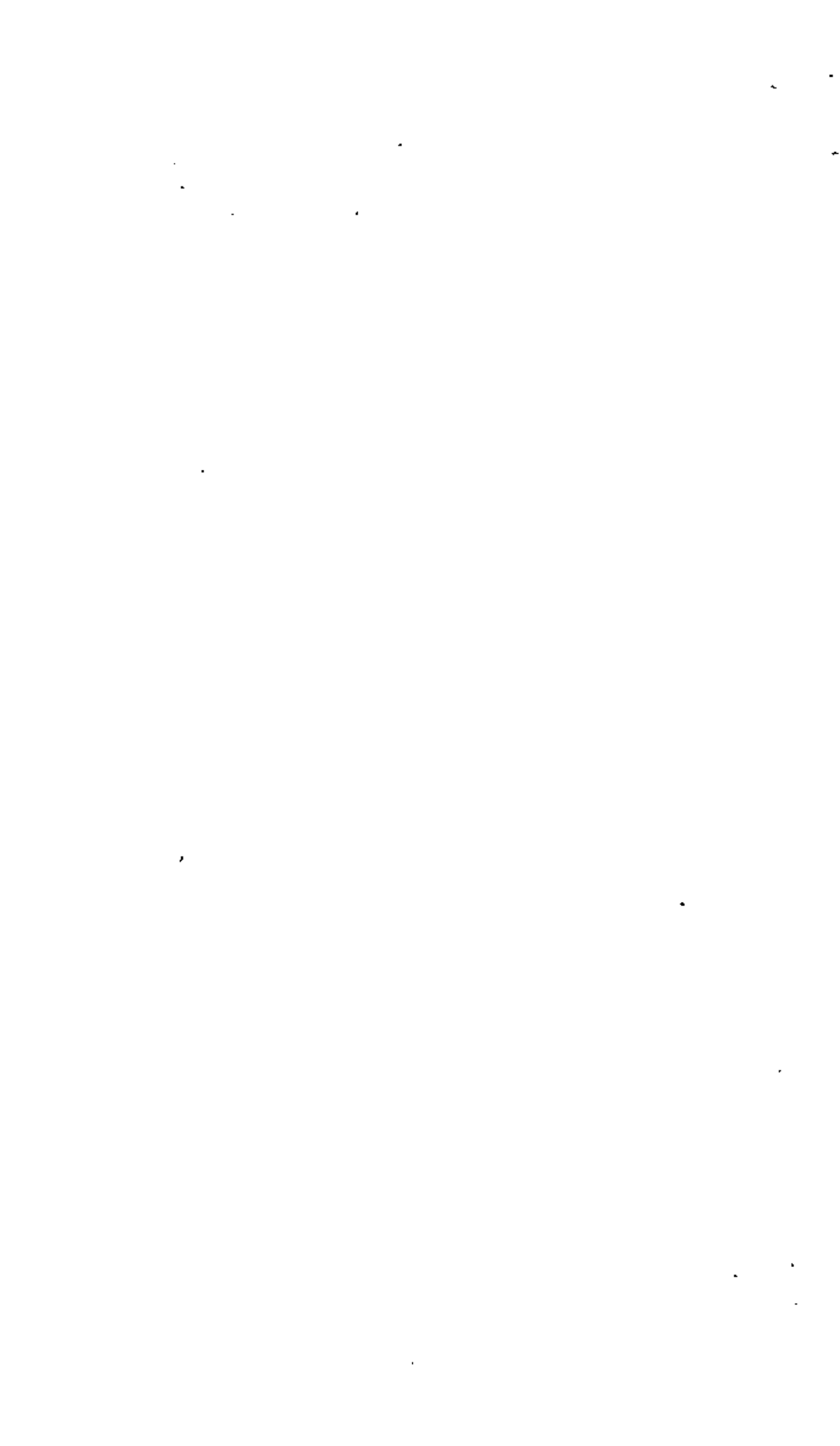
A título informativo y con relación a la figura 6, damos los índices que se acaban de definir para las curvas 1, 2 y 3.

	Curva 1	Curva 2	Curva 3
Diámetro eficaz (mm.)	0,0021	0,0071	0,1150
Coefficiente de uniformidad	18,1	1,5	1,9
Coefficiente de pendiente	16,4	1,4	1,3

Como veremos el coeficiente de uniformidad tiene gran influencia sobre la variación de la permeabilidad con el tiempo, existiendo también marcada relación entre el diámetro eficaz y la porosidad efectiva, capacidad de retención y punto de marchitez. Cuando menor sea el diámetro eficaz mayor será la proporción de elementos muy finos de propiedades particularmente importantes en el campo del riego y del drenaje como ya se ha indicado.

#### Clasificación de los suelos según su textura.

Para la clasificación de suelos minerales según su textura el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos propone el diagrama triangular indicado en la figura 7.



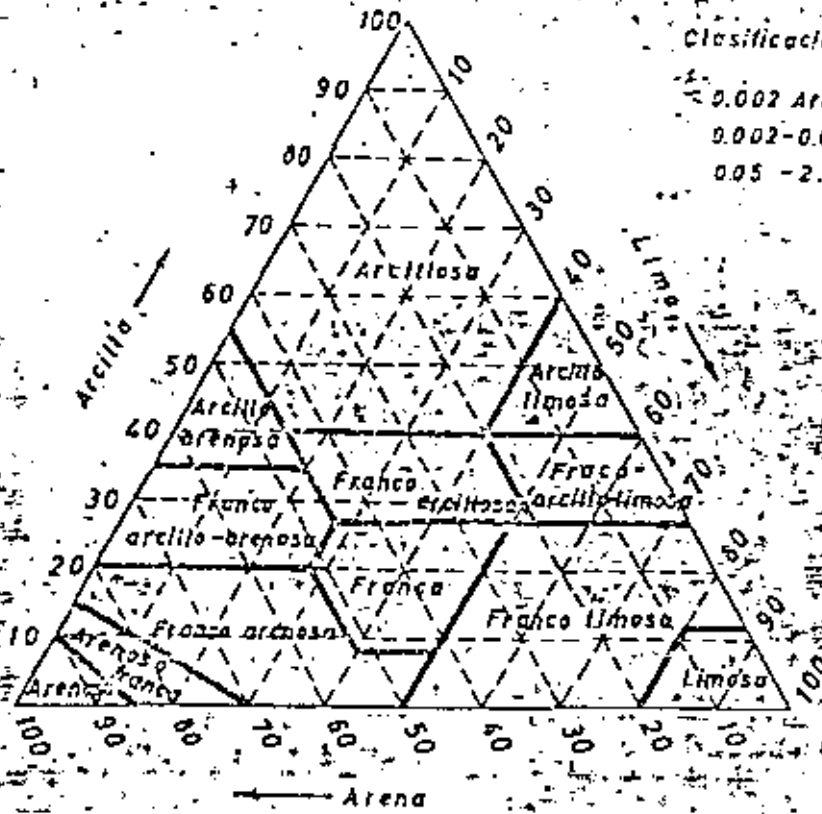


Fig. 7. Diagrama triangular para determinación de la textura.



Estructura de los suelos.

Los elementos definidos mediante el análisis mecánico son susceptibles de unirse por medio de geles que actúan como cementos de unión, dando lugar a aglomerados. Estos cementos pueden ser arcillos, coloides hídricos, óxidos de hierro y algunas veces microorganismos.

La estructura es el resultado del modo de unión de los aglomerados no pudiendo ser definido mediante una forma simple, pero sí ser caracterizada mediante diversas magnitudes que dependen directamente de ella, tales como la porosidad total y su distribución en porosidad capilar y porosidad efectiva.

Características importantes del suelo tales como la permeabilidad e incluso las diferencias entre sus valores horizontal y vertical, vienen en gran parte influenciados por la estructura, ocurriendo lo mismo con la capacidad de retención para el agua y la facilidad de circulación del aire.

También merece destacarse que es precisamente la estructura, como consecuencia del tamaño y disposición de los agregados de partículas, la que puede dar lugar a comportamientos fundamentalmente distintos en cuanto a las relaciones agua-suelo-planta para terrenos que la granulometría es muy semejante, viéndose aquí la necesidad de complementar el análisis mecánico con otra serie de datos a que nos iremos refiriendo, como ya indicábamos en el capítulo anterior.

Así como la textura del suelo, salvo en casos muy especiales, se conserva a lo largo del tiempo, la estructura es susceptible de experimentar variaciones frecuentemente perjudiciales, si no se dedican a su conservación las cuidados oportunos, tales como momento oportuno de dar las labores, enmiendas, etc.

En general, el laboreo con el suelo muy húmedo, los altos contenidos en sodio y potasio de cambio y la lluvia intensa, son factores que tienden a degradar la estructura favorable con vistas al cultivo.

Finalmente, la destrucción de los aglomerados por el paso del agua puede ser debida a dos factores: compresión del aire en su interior al penetrar el agua en los capilares produciendo la ruptura por el aumento de presión y dispersión de coloides que ocasiona la desaparición del poder cementante que ejercían sobre las partículas en las de mayor tamaño.





### Porosidad.

Una de las medidas más elementales del estado estructural de un suelo es la porosidad definida como el volumen no ocupado por partículas sólidas expresado como porcentaje del volumen total.

Sea un volumen  $V$  de suelo en estado natural conteniendo 1 gr. de partículas sólidas con un volumen  $V_s$ . La porosidad viene dada por

$$P = \frac{V - V_s}{V} \cdot 100 \quad (7)$$

Si denominamos  $D_r$  el peso específico de las partículas sólidas (real) y  $D_a$  el peso específico del suelo tal y como se encuentra en su estado natural (aparente) se tendrán:

$$1 = V \cdot D_a$$

$$1 = V_s \cdot D_r$$

las que sustituidas en (7) y tras sencillas transformaciones dan la expresión:

$$P = \frac{D_r - D_a}{D_r} \cdot 100 \quad (8)$$

Para suelos minerales el valor de  $D_r$  puede tomarse como 2,65 gr./cm<sup>3</sup> con lo que

$$P = (1 - 0,377 \cdot D_a) \cdot 100$$

sin embargo el peso específico aparente está sujeto a grandes variaciones, no solamente con los diversos tipos de suelos, sino que dentro del mismo sufre variaciones en las distintas épocas del año; de acuerdo con las labores; riegos, lluvias, etc., variaciones que son más acusadas en las capas superiores.

Como datos extremos citaremos que  $D_a$  puede variar desde 0,20 gr./cm<sup>3</sup> en suelos turbosos hasta 1,60 para los muy compactos.

Cuando el contenido en materia orgánica es elevado  $D_r$  es considerablemente menor, oscilando entre 1,80 y 2,45.



Los pesos específicos aparentes y las porosidades de las muestras cuyo análisis mecánico se dió en la tabla 1, figuran a continuación ( $D_r = 2,65$ ).

Tabla 2

Profundidad cm.	$D_a$ gr./cm <sup>3</sup>	% P
0 - 20	1,20	55
20 - 45	1,41	47
45 - 90	1,40	47
90 - 150	1,38	48

En mecánica del suelo se emplea el índice de huecos como característico de la porosidad, definido por la relación entre el volumen de espacios vacíos al de sólidos.

$$I = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

la cual expresada en porcentaje de  $V_s$  da lugar a

$$P = \frac{D_r - D_a}{D_r} \cdot 100$$

La porosidad y el índice de huecos están relacionados por la expresión

$$P = 100 \frac{I}{1 + I}$$

como es lógico al ser ambas magnitudes índices de una misma propiedad física del suelo.

Determinación de los pesos específicos real y aparente.

El peso específico real se determina por el método del picnómetro no entrando aquí en la descripción de las técnicas de laboratorio.



La fórmula a aplicar es :

$$D_r = \frac{W_s - W_a}{(W_s - W_a) - (W_{sw} - W_w)} \quad d_w \quad 11$$

en la que

$W_s$  = Peso del picnómetro con la muestra del suelo

$W_a$  = Peso del picnómetro

$W_{sw}$  = Peso del picnómetro lleno con agua y la muestra del suelo

$W_w$  = Peso del picnómetro lleno de agua

$d_w$  = Peso específico del agua a la temperatura del ensayo

El peso específico aparente se determina por medio de un cilindro de borde inferior cortante que se introduce en una muestra de estructura inalterada hasta enrasar con sus caras superior e inferior. Una vez lleno el cilindro se deseca en una estufa a 105°C durante 24 horas y se calcula  $D_a$  mediante la fórmula.

$$D_a = \frac{W_{cs} - W_c}{V_c} \quad 12$$

en la que :

$W_{cs}$  = Peso del cilindro conteniendo la muestra de suelo desecada.

$W_c$  = Peso del cilindro.

$V_c$  = Volumen del cilindro.

#### Distribución de los poros según tamaño.

La porosidad total es un índice útil para el conocimiento del estado estructural de los suelos, pero por sí sola dice poco respecto al comportamiento de estos con vistas a sus relaciones con el agua.



Al igual que las partículas elementales, los poros son muy variados en su tamaño, forma, tortuosidad, longitud, etc., características que influyen notablemente en la capacidad para la retención o el movimiento del agua y los gases, en el desarrollo radicular, transmisión del calor, etc., siendo por ello importante no detenerse en el estudio de la estructura del suelo, una vez conocido el porcentaje de huecos, sino que es necesario definir las características de estos hasta obtener su distribución por tamaños de forma análoga a como se hizo para las partículas en el análisis mecánico.

El fenómeno en que se basan estas determinaciones es el de la ascensión del agua por tubos capilares, hasta una altura que depende de su tamaño dada por la expresión :

$$h = \frac{2 T \cos \theta}{w \cdot r} \quad 13$$

en la que

$h$  = altura alcanzada por el agua

$T$  = tensión superficial

$\theta$  = ángulo de contacto

$w$  = peso específico del agua

$r$  = radio del capilar

Los poros del suelo retienen el agua con una tensión que depende de su diámetro siendo necesario contrarrestarla para poderla extraer.

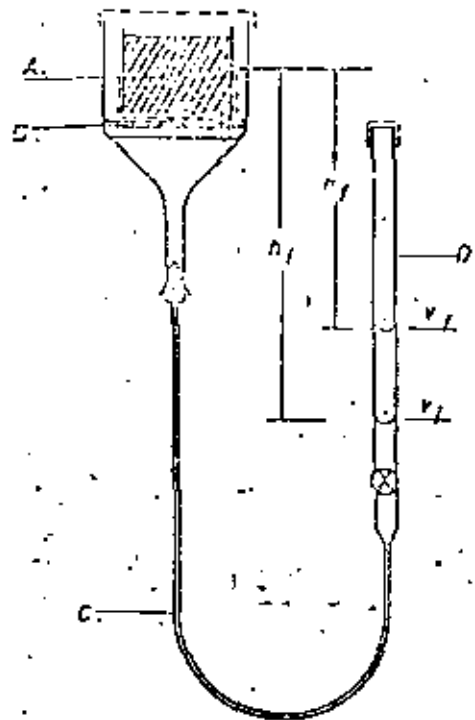
Según la ec. 13 a cada tensión aplicada corresponde un tamaño de poros que serán asociados ocurriendo lo mismo con los de tamaño superior.

Ensayando una serie de tensiones  $h_1, h_2, \dots, h_u$  en cada intervalo se irá extrayendo un volumen de agua  $V_1, V_2, \dots, V_u$  de forma que el  $V_i$  corresponde a la que ocupaba los poros, cuyo tamaño es igual o superior al correspondiente a la tensión  $h_i$  e inferior al de la tensión  $h_{i-1}$  ( $h_{i-1} < h_i$ ).

Para los ensayos de laboratorio se emplea el aparato representado en la figura 8 (Según J.A. VOMOCIL).







A: Muestra de suelo.                      C: Tubo flexible.  
 B: Placa porosa.                          D: Bureta.

Fig. 8. — Aparato para la terminación de la distribución de poros por tamaños. (Según J.A. YOKOCHI)

Estando la muestra saturada y el nivel  $V_i$  del agua en la bureta a unos centímetros (3 ó 4) por debajo del filtro, para extraer el agua sobrante que rodea la muestra, se crea, por descenso de la bureta, una succión inicial del orden de 20 cm. ( $h_i$ ) con lo cual comienzan a ser drenados los poros del tamaño igual o superior al correspondiente a esta tensión. El agua ascenderá hasta una lectura  $V_f$  siendo la diferencia  $S_i = V_i - V_f$  el volumen de poros que han sido drenados con la tensión  $h_i$ . Anotada  $V_f$  vuelve a descenderse la bureta hasta crear la nueva succión  $h_2$  (frecuentemente de 40 cm.), procediendo de la misma forma, hasta aplicar la tensión más alta deseada  $h_u$  (generalmente no superior a 300 cm.)

Posteriormente se extrae la muestra y se determina el porcentaje de humedad residual que será el correspondiente a los poros que no pueden ser vaciados con  $h_u$ .

Mediante este procedimiento puede obtenerse, para cada intervalo de succiones, la proporción de poros cuyo tamaño se encuentra entre los límites correspondientes.

Los volúmenes de agua extraídos en cada succión pueden expresarse en porcentajes del volumen aparente de la muestra ( $V_a$ ) mediante la relación:

$$S'_i = \frac{S_i}{V_a} \cdot 100$$



pudiendo entonces representarse la curva de distribución por tamaños, mediante cada par de valores  $S_i$  ,  $h_i$  .

Los líquidos tienden a presentar la superficie mínima debido a las fuerzas de cohesión que se manifiestan mediante una atracción mutua entre las moléculas situadas en el interior y las que están sobre aquella. En consecuencia cualquier aumento de la superficie libre llevará consigo un trabajo  $\Delta W$  dado por.

$$\Delta W = T \cdot \Delta S$$

en la que  $T$  es la tensión superficial y  $\Delta S$  el aumento del área.

El agua del suelo está en contacto con partículas de diferentes tamaños presentando en general una superficie libre de forma complicada.

Cuando se crea una diferencia de presiones entre el interior de la masa de líquido y el gas exterior, esta superficie aumenta o disminuye hasta que nuevamente se alcanza el equilibrio. El estudio del fenómeno da lugar a la fórmula fundamental de la capilaridad según se deduce a continuación.

Refiriéndonos a la figura 9, sea  $A B C D$  un cuadrado elemental de la superficie del líquido correspondiente al corte de esta con los planos  $P_1 A D$  y  $P_2 A B$  perpendiculares entre sí y conteniendo a los radios de curvatura principales  $R_1$  y  $R_2$  de la superficie en el punto  $A$ .

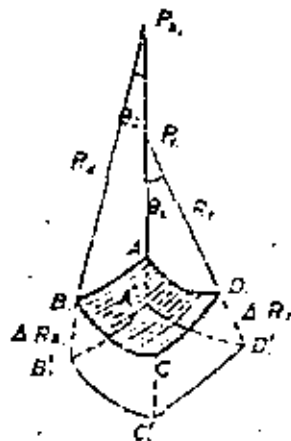


Fig.-9.- Diferentes radios de curvatura en la superficie del agua en el suelo.

Se verifican:

$$A = \text{área } ABCD = AB \times AD = R_2 \theta_2 \times R_1 \theta_1$$

$$A' = \text{área } A'B'C'D' = A'B' \times A'D' = (R_2 + \Delta R_2) \theta \times (R_1 + \Delta R_1) \theta;$$



Pero

$$\theta_1 = \frac{AD}{R_2'} ; \quad \theta_2 = \frac{AB}{R_2}$$

que sustituidas en A' dan lugar a:

$$A' = A + \Delta A = AB \left( 1 + \frac{\Delta R_2'}{R_2} \right) AD \left( 1 + \frac{\Delta R_1}{R_2} \right)$$

Suponiendo en primera aproximación que los incrementos de radio son iguales y despreciando infinitésimas de orden superior al primero, resulta:

$$A + \Delta A = AB \times AD \left( 1 + \frac{\Delta R}{R_2} + \frac{\Delta R}{R_1} \right)$$

por lo que

$$\Delta A = A \left( \frac{1}{R_2} + \frac{1}{R_1} \right) \Delta R$$

El trabajo necesario para producir este aumento de superficie será:

$$\Delta W = T \cdot A \left( \frac{1}{R_2} + \frac{1}{R_1} \right) \Delta R$$

Si la diferencia de presiones a ambos lados de la superficie del tubo es  $P_1 - P_2$  se tendrá a su vez:

$$\Delta W = (P_1 - P_2) A \Delta R$$

Al igualar ambas expresiones resulta la siguiente ecuación fundamental de la capilaridad,

$$P_1 - P_2 = T \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad 14$$



## Diversos tipos de estructura.

En los suelos arenosos el tamaño de los poros viene en gran parte condicionado por el de las partículas que los forman pudiendo llegar el agua a tener un cierto efecto cementante entre ellas, por lo que pueden formar agregados débilmente unidos. Esta acción del agua desaparece al aumentar o disminuir el porcentaje de humedad a partir de ciertos límites. En general, salvo en aquellos terrenos que contengan materia orgánica o carbonato cálcico como agentes cementantes, los suelos arenosos no poseen estructura conservándose independientes unas partículas de otras, sin embargo al ser relativamente grandes los huecos que estas dejan entre sí, existen condiciones favorables a la aireación y desarrollo radicular siendo posible el cultivo con la única limitación de su escasa capacidad de retención, característica que habrá de tenerse en cuenta al determinar el número y volumen de riegos.

En los suelos arcillosos es posible la formación de agregados más estables, pudiéndose conseguir una estructura muy favorable tanto para la circulación del agua y desarrollo radicular como para las posibilidades de almacenamiento de agua utilizable por las plantas. No obstante, hemos de destacar un hecho de gran importancia en este tipo de suelos y es que si por cualquier circunstancia, tal como un laboreo en condiciones no adecuadas de humedad, se produce la destrucción de estos agregados se crearán unas condiciones que generalmente son incompatibles con el desarrollo de los vegetales, ya que al disminuir el tamaño de los poros considerablemente, no solo se dificultará la buena aireación, sino que incluso mecánicamente puede quedar impedido en gran parte el desarrollo radicular. Bajo este punto de vista es pues esencial su diferencia con los arenosos.

Entre las condiciones extremas a que nos hemos referido, entran una amplia gama de suelos cada uno con características específicas y no siempre favorables al cultivo.

Las formas que adoptan las unidades estructurales son, en general, muy variadas y difíciles de definir, habiéndose propuesto diversas denominación y representaciones según los autores; BÜCHMAN y BRADY, NIKIFOROFF, etc.

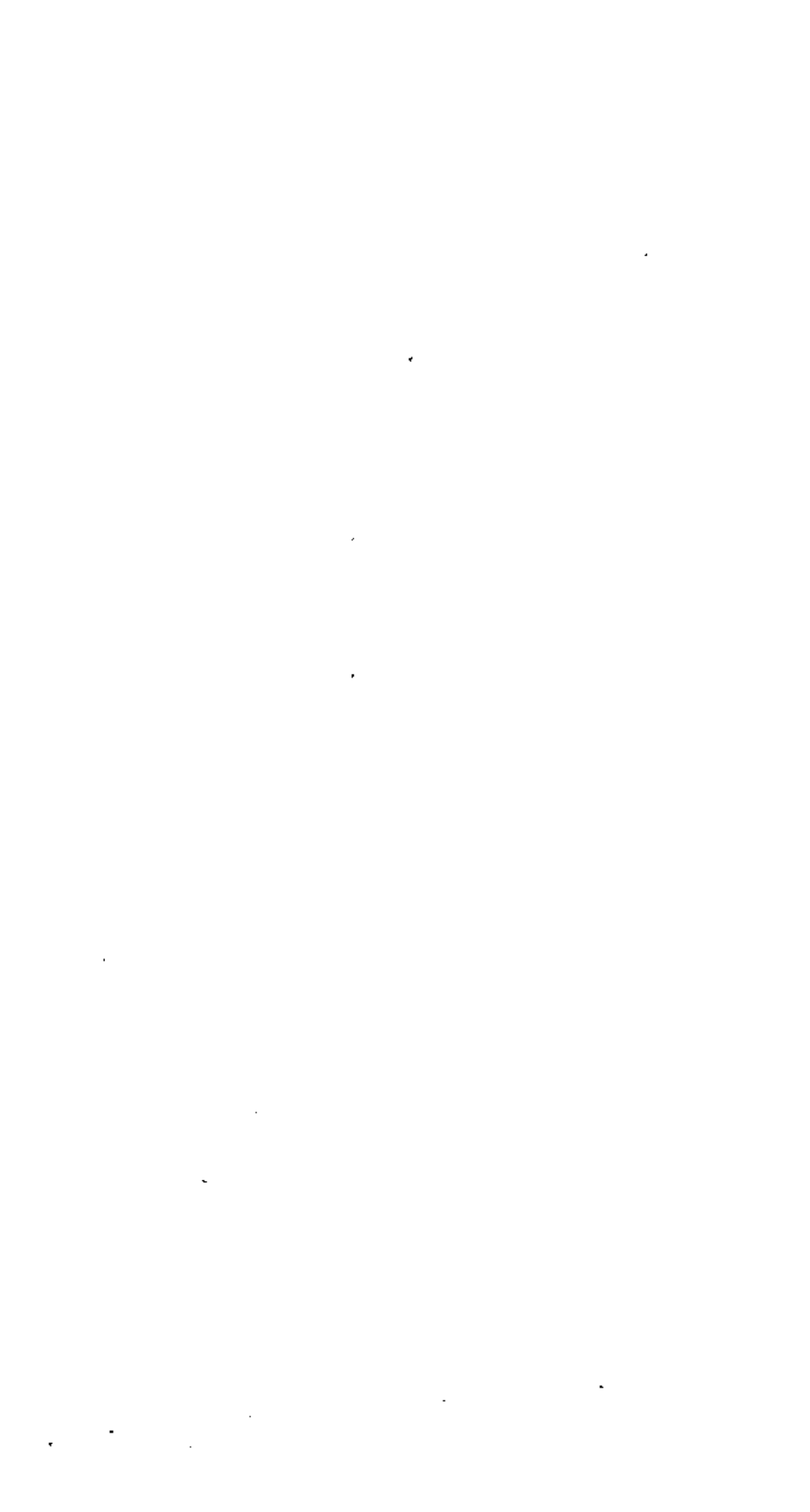
Este último distingue los siguientes tipos fundamentales (1), laminar, prismática, cúbica y granular.

En la primera las grietas se han producido fundamentalmente en el sentido horizontal, ocurriendo lo contrario en la prismática en la que la dirección principal de roturas e intersticios grandes es la vertical.

---

(1) E. J. RUSSELL "Condiciones del suelo y desarrollo de las plantas".

La cúbica se caracteriza por un mayor equilibrio en las direcciones horizontal y vertical de los agrietamientos y finalmente la granular difiere de esta última en que los agregados no presentan bordes agudos ni superficies planas que los delimiten.







centro de educación continua  
división de estudios de posgrado  
facultad de ingeniería unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

RELACIONES AGUA - SUELO. FUERZAS DE RETENCION  
HUMEDAD DE LOS SUELOS Y MOMENTO OPORTUNO DE  
RIEGO

DR. JOSE EDUARDO TORRES SOTELO  
DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ SANCHEZ

OCTUBRE, 1979.



## II.3.- Relaciones agua - suelo. Fuerzas de retención. Humedad de los suelos y momento oportuno de riego.

Dr. José B. Torres

### Relaciones agua-suelo :

Hasta ahora hemos hecho una breve referencia a las características que definen el suelo como un medio en el que existen unos elementos sólidos capaces de agruparse entre ellos formando agregados que dejan a su vez espacios vacíos más o menos grandes. Respecto a estos aglomerados cabe distinguir dos tipos de huecos; unos derivando de la propia unión de las partículas elementales entrando a formar parte de la propia estructura de estos y otros correspondientes a los vacíos y grietas de separación entre ellos, de tamaño, generalmente, mucho mayor. Es frecuente que, prescindiendo de la gradación continua que existe dentro de los poros del suelo, se de el nombre de microporosidad al porcentaje de huecos correspondientes a los existentes dentro de los aglomerados y macroporosidad a los espacios que existen entre estas unidades estructurales. No obstante, esta clasificación en los dos tipos mencionados es arbitraria pues, como veremos, es a partir del concepto de succión matricial cuando realmente pueden establecerse diferencias esenciales en las propiedades físicas que caracterizan a sus diversos tamaños.

Una vez estudiados, por tanto, las características básicas que hacen del suelo un medio poroso, vamos a entrar en las consecuencias más inmediatas que de este hecho se derivan con vistas siempre a mantenernos dentro de un fin práctico en cuanto a sus relaciones fundamentales con el riego y el saneamiento de terrenos agrícolas.

La existencia de huecos en el suelo permite, esencialmente, que sea posible tanto la retención de agua en contra de las fuerzas de la gravedad, como la circulación de esta de unas zonas a otras, y facilita a su vez, la presencia del aire y el desarrollo radicular, factores todos ellos indispensables para el crecimiento de las plantas.

Estudiaremos primeramente el fenómeno de la retención de humedad por los poros de pequeño tamaño, pasando después a analizar las leyes que rigen el movimiento del agua en el suelo.

### Fuerzas de retención del agua por el suelo :

En este capítulo nos dedicaremos a demostrar y analizar la existencia de las fuerzas que permiten conservar un cierto contenido de humedad en el suelo, aún en contra de la acción de la gravedad.

En primer lugar el contacto del agua con las partículas del suelo da lugar a las fuerzas de adherencia que se manifiestan introduciendo una muestra de arena en agua y observando que al sacarla, cada partícula queda envuelta por una delgada película, consecuencia de la existencia de estas.



Por otro lado la combinación de las fuerzas de adherencia con las de cohesión entre las propias moléculas del agua da lugar a un segundo tipo de fuerzas denominadas de capilaridad, provocando la formación, en el caso del sistema suelo-agua, de meniscos cóncavos, los que originan una diferencia de presiones a sus dos lados, dada por la expresión: (ver ec. 14).

$$\Delta P = - \frac{2 T}{R} \quad (15)$$

en la que  $\Delta P$  es el salto de presiones de Laplace,  $T$  la tensión superficial y  $R$  el radio de curvatura del menisco que se toma como negativo para los cóncavos. Suponemos  $\theta = 0^\circ$ . Como consecuencia de esta depresión, el agua existente por debajo de su superficie de separación con el aire queda sometida a una presión inferior a la atmosférica siendo posible su retención en contra de la gravedad.

Finalmente la presencia de iones en la superficie de las partículas sólidas, da lugar a que se manifiesten fuerzas osmóticas al entrar en contacto con la masa de agua en la que la concentración de estos es mucho menor, siendo esta otra causa que contribuye a su retención.

El conjunto de las fuerzas de adherencia; de capilaridad y de las osmóticas, constituye las denominadas fuerzas matriciales, de una importancia tal, que hacen del suelo un medio apropiado al cultivo como más adelante se verá.

#### Succión matricial $p_f$

Se comprenden las dificultades para efectuar una medida directa de las fuerzas anteriores. Por ello se ha recurrido en la práctica a su evaluación conjunta mediante el efecto de succión que sobre el agua provocan, puesto de manifiesto mediante la siguiente experiencia, representada esquemáticamente en la fig. 10.

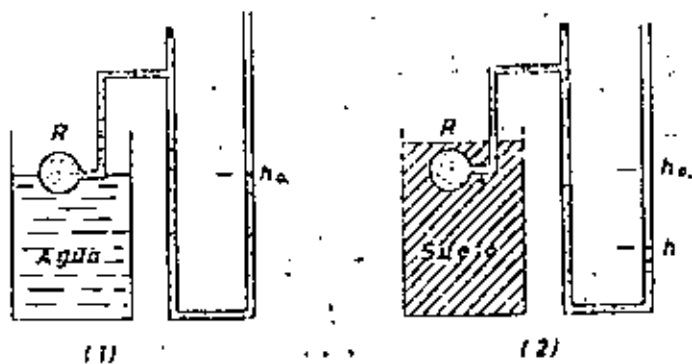


Fig.-10.- Demostración de la existencia de la succión matricial.



Si se introduce un recipiente poroso  $R$ , conectado a un tubo de vidrio tal conteniendo agua, en un vaso lleno del mismo líquido, la altura que este alcanzará en la rama ascendente del tubo  $h_0$ , será la misma que el nivel mantenido en el vaso.

Si este último se fija en el suelo húmedo pero de forma que la presión total no esté ocupada por agua, es decir, no saturada, se observa que este se estabiliza en el tubo a un nivel  $h$ , inferior al  $h_0$ , lo que demuestra que el suelo está ejerciendo sobre el agua existente en el interior del recipiente poroso una tensión  $S_m$ , que expresado en altura viene determinado por la relación:

$$S_m = h_0 - h \quad (16)$$

La denominación de succión matricial para  $S_m$  fue propuesta por MARSHALL en 1959.

La altura  $h_0$  corresponde a una presión hidrostática neta en el agua que contiene  $R$ , tal como aparece representado en (1) de la fig. 10. En el esquema (2) de la misma, este agua estará sometida a una presión negativa igual a  $-(h_0 - h)$ , una vez alcanzado el equilibrio.

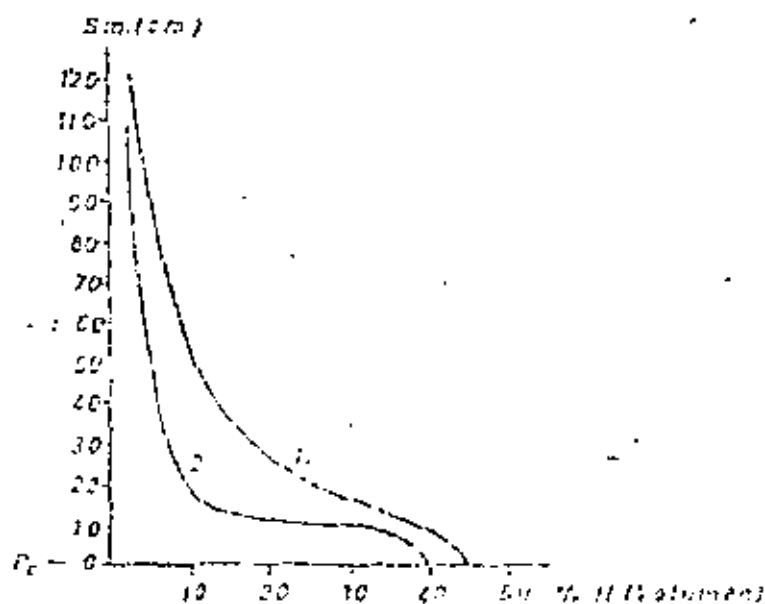
Se denomina  $p_f$  al valor:

$$p_f = \log S_m \quad (17)$$

viendo  $S_m$  expresada en cm. o mbar ( $1 \text{ mbar} = 10^{-3} \text{ bar} = 1 \text{ gr./cm}^2$ ), puesto que ambas cantidades serán numéricamente iguales en el caso del agua, por ser su peso específico igual a la unidad.

#### Relación con el contenido de humedad. Curvas tensión - humedad:

Experimentalmente se ha comprobado que  $S_m$  aumenta cuando el porcentaje de humedad disminuye, lo cual representado gráficamente da lugar a unos curvas de gran utilidad en física del suelo, como las indicadas en la fig. 11.







En ordenadas se indican las  $S_m$  en centímetros y en abscisas el contenido de humedad expresado en porcentaje de volumen total de suelo. Como se aprecia, cuando este disminuye considerablemente (por debajo del 10% en la figura), las succiones aumentan hasta alcanzar valores muy elevados.

El tramo de la curva (2) sensiblemente horizontal al eje de las humedades indica que existe un amplio porcentaje de poros de igual tamaño y por tanto que retienen el agua con la misma succión, por el contrario tramos paralelos al eje de succiones indican que extrayendo pequeñas cantidades de agua se vacían poros de tamaño muy variable. Tal ocurre con la marcha inicial de ambas curvas al comenzar la desecación pues basta con extraer un pequeño volumen de agua, correspondiente a los poros muy grandes para que inmediatamente comience a manifestarse el efecto de las fuerzas de retención. Lo mismo ocurre en la región de bajos contenidos de humedad, en la que el agua ocupa los capilares más pequeños del suelo estando por tanto sometida a fuertes succiones.

El % H correspondiente a  $S_m = 0$  indicará la porosidad total, pues este estado implica una presión hidrostática nula en la parte superior del suelo saturado. Así la curva (1) de la figura 11, tendrá un porcentaje total de huecos del 45% y la (2) del 40%.

Debido a los amplios límites de variación de las tensiones que se dan en el suelo y ya que, incluso con fines prácticos, interesa estudiar estos desde valores próximos a cero (presiones hidrostáticas) hasta los superiores a 15.000 cm., se ha generalizado el empleo de escala logarítmica para estas, obteniéndose entonces curvas como las indicadas en la figura 12.

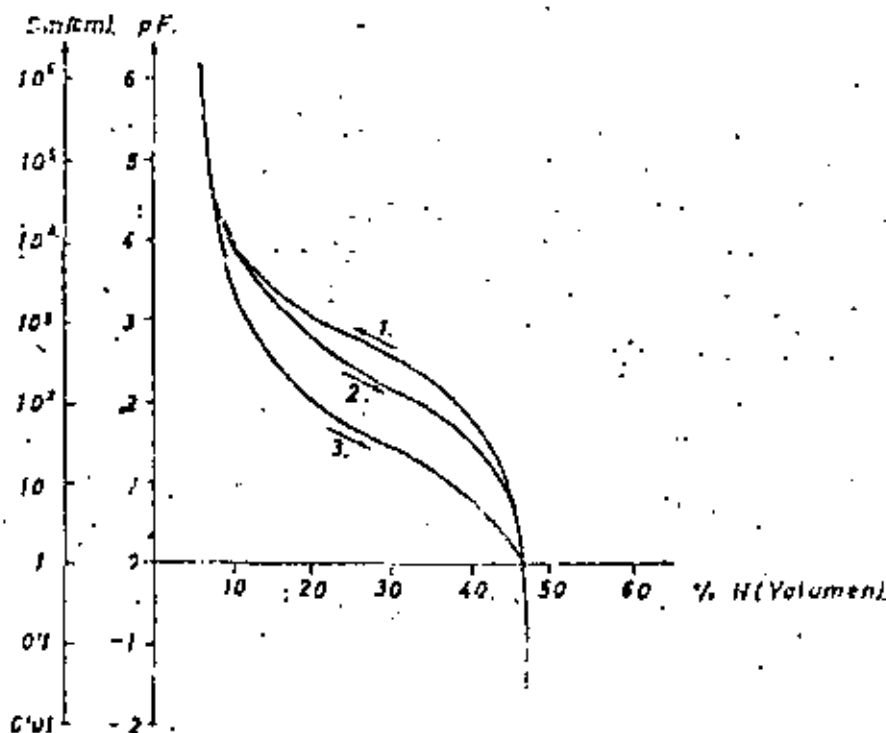


FIG-12.- Relación entre el pF. y el contenido de humedad.



Hay que destacar que al emplear esta representación la succión  $S_m = 0$  a la que corresponde  $p F = -\infty$ , no puede indicarse, no obstante, dada la marcha general de las curvas en las bajas tensiones en que la dirección se aproxima a la vertical al eje de humedades, puede hacerse una apreciación sin gran error de la porosidad total por medio del contenido de humedad correspondiente a  $p F = 0$ , es decir, a  $S_m = 1$ , insistimos, no obstante, en que el valor así obtenido no es exacto.

Mediante el estudio de las curvas tensión-humedad se comprueba que las tensiones correspondientes a una determinada humedad, no son iguales si se obtienen mediante un proceso de desecación del suelo (curva 1 de la fig. 12) que si corresponden a un proceso de rehumectación (curvas 2 y 3) siendo mayores en el primero de los casos. Esto demuestra la existencia de fenómenos de histéresis para los cuales se han dado varias explicaciones.

En primer lugar para un mismo contenido de agua la tensión que es necesario ejercer para extraerla es superior a aquella con que es retenida por el suelo, pues siendo cada hueco de dimensiones variables, no podrá ser vaciado hasta que la succión no supere a la correspondiente a su diámetro más pequeño mientras que podrá ser llenado cuando aquella caiga por debajo de la correspondiente al mayor diámetro del poro.

Por otra parte puede suceder el siguiente fenómeno. Incluso en las arenas gruesas sin estructura.

Durante la desecación los poros de diámetro muy pequeño se vacían a altas tensiones, sin embargo, en la rehumectación el agua que llega a ellos ha pasado primeramente a través de otros mayores y al entrar en aquellos, puede comprimir el aire existente en su interior impidiéndose así que los llene totalmente, al menos durante un cierto tiempo correspondiente al que tarda en disolverse. Este hecho da también lugar a que con un determinado contenido de humedad la tensión a que ésta queda retenida sea inferior a la que se obtendría en el caso de desecación.

En general, cuando más fina sea la textura de un suelo, mayor será la tensión con que se retiene el mismo porcentaje de humedad. Si nos referimos a la figura 11, la curva 1, corresponderá por ejemplo, a un suelo con mayor porcentaje de elementos finos que la 2. Estas diferencias se encontrarían por ejemplo al comparar las curvas de suelos arcillosos, francos y arenosos. No obstante haremos notar, que este hecho vendrá influenciado en gran medida, por la estructura del suelo, ya que es esta la que puede alterar en gran proporción la distribución de poros por tamaños, por lo cual será necesario tener esto en cuenta para poder explicar cualquier desviación de la norma general enunciada.



Como más adelante se verá las curvas de  $p F$  son un instrumento de la mayor utilidad en el estudio de las propiedades del suelo relacionadas con la retención y pérdida del agua por gravedad de forma que en la parte de succiones elevadas (por encima de  $S_m = 100$  cm.) estará especialmente interesado el técnico que ha de resolver problemas de riego y en las succiones inferiores el relacionado con los de saneamiento.

### Tensiómetros:

Son aparatos dedicados a la determinación de la tensión del agua en el suelo. Consisten de un recipiente poroso (generalmente de porcelana), conectado a un tubo estando ambos llenos de agua. Para la medida de la succión, una vez alcanzado el equilibrio entre el agua presente en el suelo y la del interior del recipiente, se emplean generalmente manómetros de mercurio tal como el indicado en la figura 13.

El empleo de tensiómetros tiene la fuerte limitación de que teóricamente no pueden ser empleados cuando la succión es mayor de 1 bar ( $p F = 3$ ), quedando este valor reducido en la práctica al 75 %. Para valores superiores a este límite han de emplearse otros técnicos en los que no entraremos aquí.

La figura 13 indica, en esquema, el fundamento de un tensiómetro, en el que puede determinarse la succión  $S_m$  a partir de la deflexión del mercurio, la lectura del manómetro y la altura del recipiente poroso sobre el nivel inferior del mercurio, según se deduce a continuación.

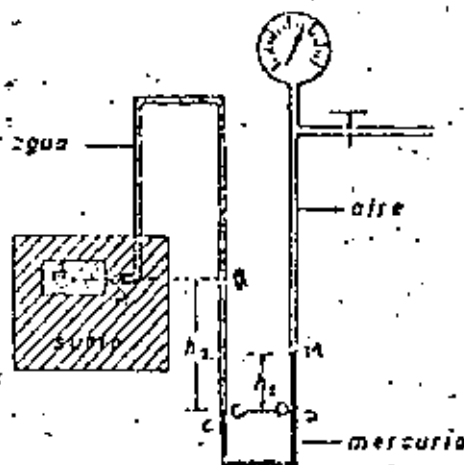


Fig.-13.- Fundamento del tensiómetro.



Sean :

$P_M$  : Presión marcada por el manómetro

$P_A$  :  $P_B$  ,  $P_C$  y  $P_D$  : Las presiones correspondientes a los puntos indicados en la figura 13.

$W_m$  : Peso específico del mercurio

$W_a$  : Peso específico del agua

$P_a$  : Presión atmosférica

Cuando se alcanza el equilibrio ha de verificarse

$$P_C = P_D$$

Pero

$$P_C = P_B + W_a h_2 = P_A + W_a h_2$$

$$P_D = P_M + W_m h_1$$

de donde

$$P_A = P_M + W_m h_1 - W_a h_2$$

La succión  $S_m$  será

$$S_m = P_a - P_A$$

es decir :

$$S_m = P_a - (P_M + W_m h_1 - W_a h_2) \quad (18)$$

Componentes del potencial del agua en el suelo :

Si las fuerzas que actúan en un punto sobre la unidad de masa son  $\vec{F}$ , el trabajo efectuado por estas para trasladarla, a lo largo de una trayectoria desde un punto  $s$  hasta otro  $k$  viene determinado por

$$W = \int_s^k \vec{F} \cdot \vec{dl} \quad (19)$$





es decir:

$$W = \int_s^k F_x dx + F_y dy + F_z dz \quad (20)$$

en la que  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  son los componentes según los ejes  $\overline{OX}$ ,  $\overline{OY}$ ,  $\overline{OZ}$  de las  $\vec{F}$  y  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$ , las correspondientes a  $d\vec{l}$  (ver fig. 14).

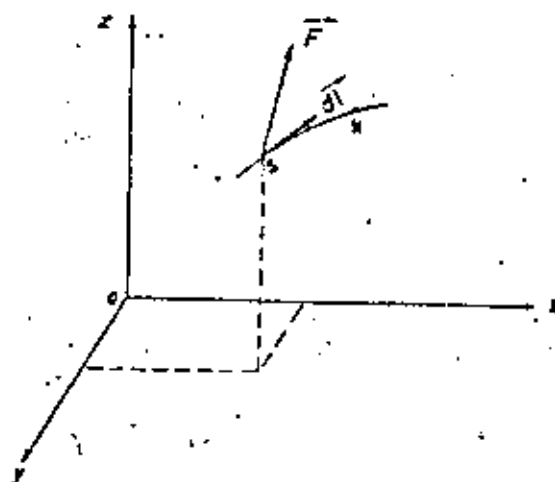


Fig.-14.

Si los  $\vec{F}$  derivan de un potencial  $\phi$  se verifican:

$$F_x = - \frac{\partial \phi}{\partial x}; \quad F_y = - \frac{\partial \phi}{\partial y}; \quad F_z = - \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

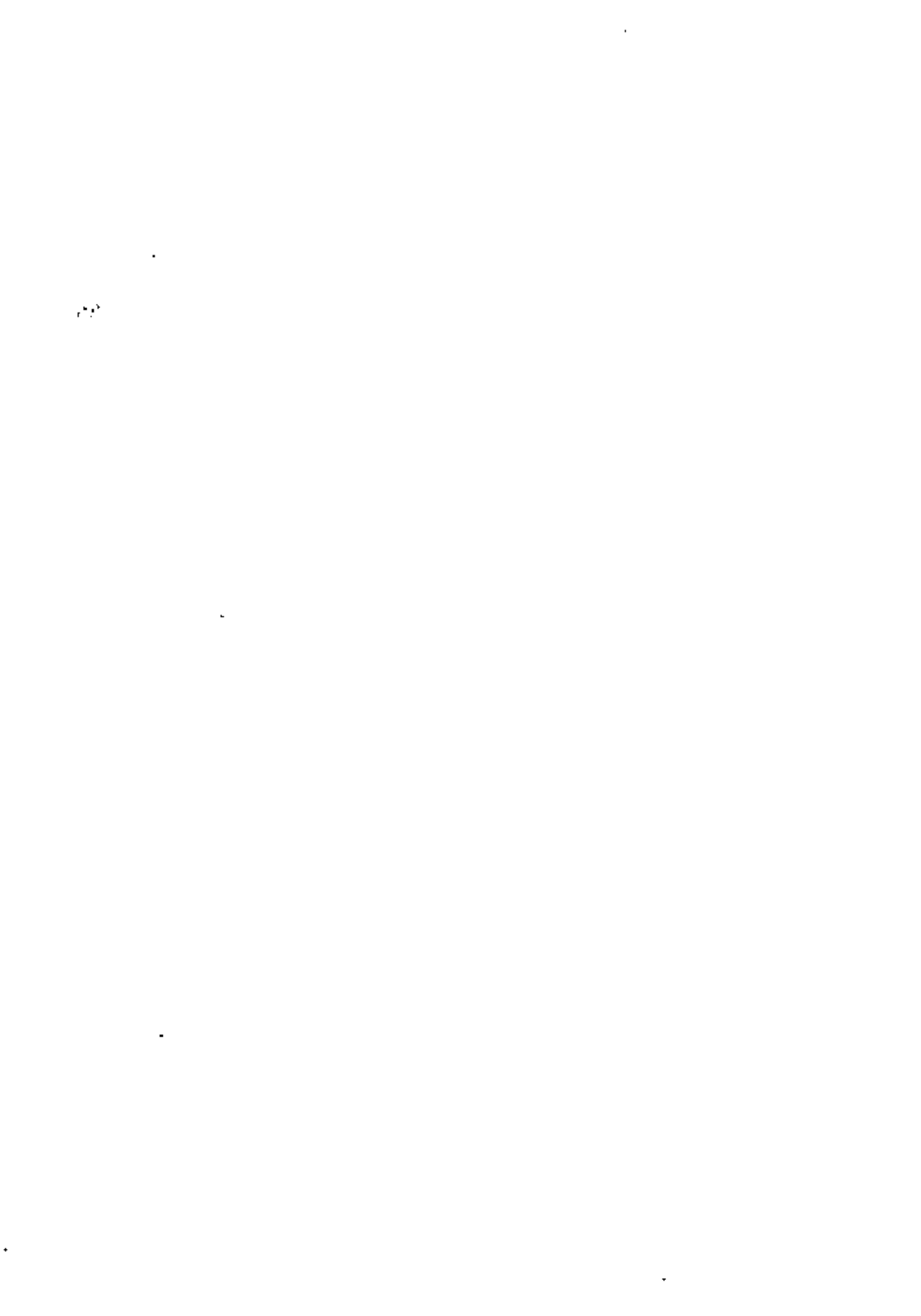
que introducidas en (20) dan lugar a

$$W = \int_s^k - d\phi = - (\phi_k - \phi_s)$$

Si se toma el punto  $s$  como nivel de referencia, al que se asigna un potencial igual a cero, se obtiene para un punto  $K$ , genérico

$$\phi_k = - W = - \int_s^k \vec{F} \cdot d\vec{l} \quad (21)$$

Según esto definiremos el potencial del agua en el suelo como el trabajo cambiado de signo, que es necesario efectuar para trasladar la unidad de masa desde un punto elegido como nivel de referencia hasta el punto en consideración. Las unidades que más frecuentemente se emplean son las de ergios/gramo



Si sobre la unidad de masa actúan las fuerzas  $\bar{F}_1, \bar{F}_2, \dots, \bar{F}_n$  que derivan de los potenciales  $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$ , el potencial total se obtiene a partir de la ec. (21).

$$\phi = - \int_s^k (\sum \bar{F}_i) \cdot d\bar{T} = - \int_s^k \bar{F}_1 \cdot d\bar{T} - \int_s^k \bar{F}_2 \cdot d\bar{T} - \dots$$

$$\dots - \int_s^k \bar{F}_n \cdot d\bar{T}$$

Es decir :

$$\phi = \phi_1 + \phi_2 + \dots + \phi_n \quad (22)$$

El potencial total es igual a la suma de los  $n$  potenciales existentes.

Al considerar únicamente las fuerzas que actúan en la unidad de masa, la condición de equilibrio es

$$\sum \bar{F}_i = 0 \quad (23)$$

Como más adelante se verá, puede resultar imposible definir en magnitud y dirección algunas de las fuerzas que actúan sobre el agua en el suelo, lo cual implica la correspondiente dificultad para plantear la condición (23), sin embargo, empleando el concepto de potencial ha de verificarse :

$$\phi = - \int_s^k (\sum \bar{F}_i) \cdot d\bar{T} = - \int_s^k 0 \cdot d\bar{T} = \text{constante}$$

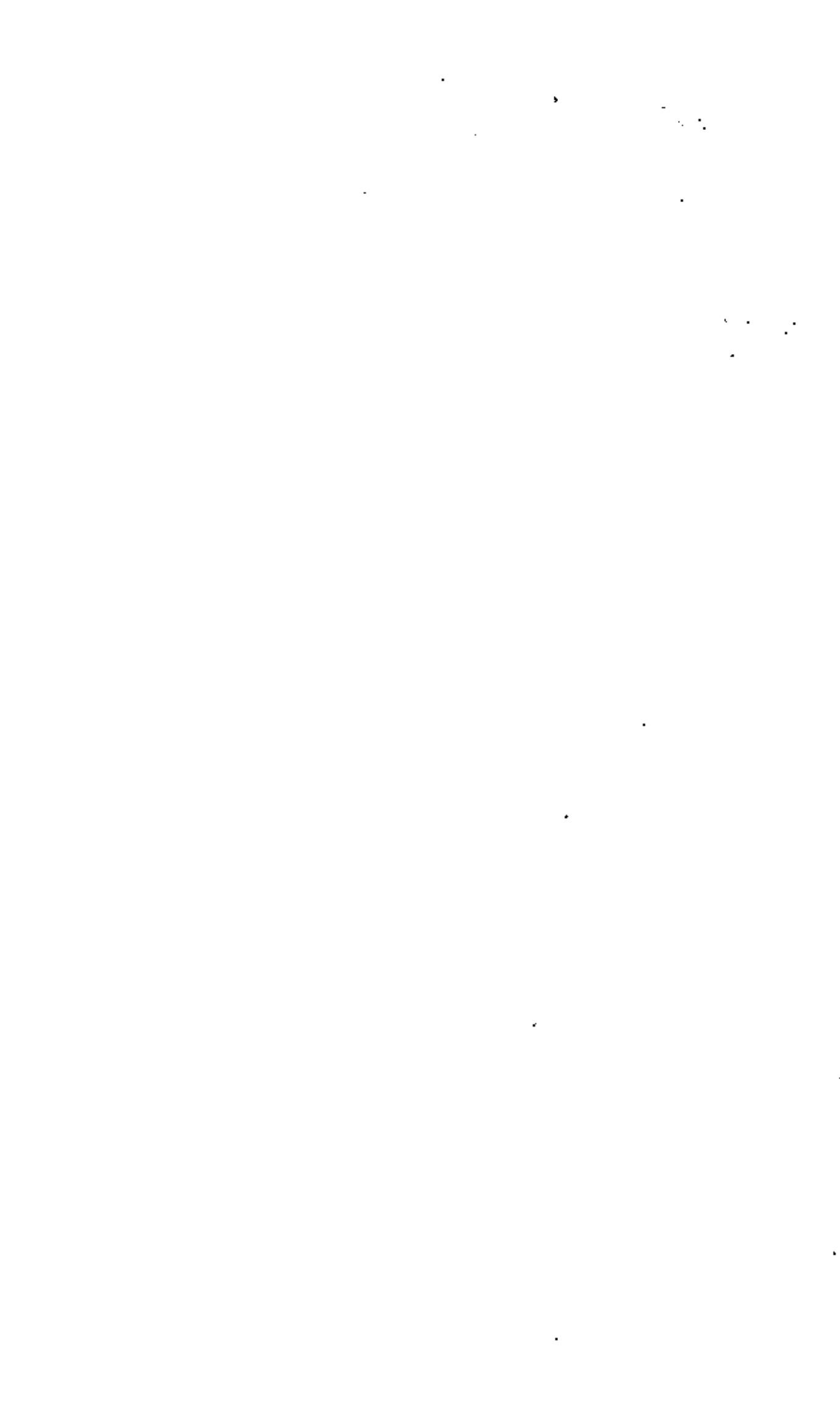
es decir que la situación de equilibrio corresponde a la expresión

$$\phi = cte \quad (24)$$

mucha más sencilla en sus aplicaciones matemáticas que la (23), siendo además  $\phi$  un escalar.

La condición (24) no implica que los potenciales componentes sean también constantes en el equilibrio.

Las ecs. (22) y (24), son un instrumento de la mayor utilidad para el estudio del agua en el suelo.



en las condiciones naturales, los potenciales cuyo estudio ofrece mayor interés para la práctica son el gravitacional, el matricial, el de presión y el osmótico, cuyo estudio, en cada caso, se hace a continuación.

a) Potencial gravitacional  $\phi_g$ .

Si los ejes  $\bar{ox}$  y  $\bar{oy}$  están en un plano horizontal, el  $\bar{oz}$  según la vertical (sentido positivo hacia arriba) y  $\bar{F}_g$  son las fuerzas unitarias (por unidad de masa) debidas a este potencial, según (21) se verifica:

$$\phi_g = - \int_s^k \bar{F}_g \cdot d\bar{l}$$

pero

$$F_{gx} = F_{gy} = 0 ; \quad F_{gz} = -g = - \frac{\partial \phi_g}{\partial z}$$

$$\phi_g = \int_s^k g dz = g(z_k - z_s)$$

Si  $z_s$  es el nivel de referencia, al que corresponde  $\phi_g = 0$ ; haciendo  $h = z_k - z_s$  se obtiene:

$$\phi_g = g \cdot \Delta h \quad (25)$$

b) Potencial matricial  $\phi_m$ .

Si  $\bar{F}_m$  son las fuerzas matriciales unitarias, de que ya hemos hablado al principio de este capítulo, el potencial correspondiente viene dado por

$$\phi_m = - \int_s^k \bar{F}_m \cdot d\bar{l}$$

Es obvio, que el definir los vectores  $\bar{F}_m$  resultaría difícil dada la naturaleza de las fuerzas en cuestión, de aquí que no sea posible la obtención directa de  $\phi_m$  a partir de esta expresión tal como se ha hecho para el potencial gravitacional. Sin embargo, pueda hallarse mediante el siguiente razonamiento.

Se vió que el efecto de las fuerzas matriciales era la succión  $S_m$  que es una presión negativa.

$$- S_m = P \quad (26)$$



En el caso general de existencia de una presión  $P$  variable en cada punto existe un gradiente de presiones que origina una fuerza por unidad de masa según se deduce de la figura 15.

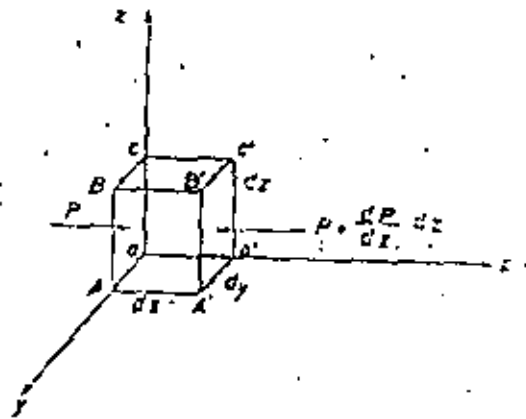


Fig. 15.- Presiones en las caras opuestas de un volumen elemental.

Si  $P$  es función de  $x$  únicamente, la fuerza actuando sobre la cara  $O A B C$  del paralelepípedo elemental indicado es  $P$ . Sobre la cara opuesta  $O' A' B' C'$  actúa, en sentido opuesto,

$$P + \frac{dP}{dx} dx$$

Las presiones sobre las caras paralelas a los planos  $yz$  y  $xy$  son iguales y opuestas. Como resultado, el volumen  $dx \cdot dy \cdot dz$  está sometido a una fuerza neta

$$P dy dz - (P + \frac{dP}{dx} dx) dy dz = - \frac{dP}{dx} dx dy dz$$

La fuerza por unidad de masa es

$$- \frac{1}{\rho} \frac{dP}{dx}$$

y el potencial

$$\phi = - \int_s^k - \frac{1}{\rho} \frac{dP}{dx} dx$$





si suponemos la densidad del líquido  $\rho$  constante puede sacarse fuera de la integral, resultando:

$$\phi = \frac{1}{\rho} \int_{s.}^k dP = \frac{1}{\rho} (P_k - P_s) = \frac{1}{\rho} P_k; \quad (P_s = 0; \text{ referencia})$$

En función del volumen específico

$$\phi = \bar{v} \cdot P_k$$

Dado que  $S_m$  es una presión negativa, por analogía con la ecuación anterior, el potencial matricial es:

$$\phi_m = - \bar{v} \cdot S_m \quad (26)$$

c) Potencial de presión  $\phi_p$

Si nos referimos a la zona saturada es decir, la situada por debajo del nivel freático, el potencial en un punto es la suma del correspondiente a la presión hidrostática  $\phi'_p$  y del debido a la presión a que se encuentran los gases por encima de la lámina de agua  $\phi''_p$ .

La deducción del potencial correspondiente a las fuerzas hidrostáticas puede hacerse fácilmente a partir de la ecuación de equilibrio.

$$\frac{1}{\rho} dP_h = X dx + Y dy + Z dz$$

en la que  $x, y, z$  son las fuerzas exteriores por unidad de masa. Si estas derivan de un potencial  $\phi_{ext}$  puede, por analogía, definirse un potencial de presiones hidrostáticas  $\phi'_p$  tal que:

$$d\phi'_p = \frac{1}{\rho} dP_h = \bar{v} dP_h$$

de la que se deduce

$$\phi'_p = \bar{v} \cdot \Delta P_h$$



Por otra parte, si los gases en contacto con el agua de la zona saturada se encuentran a una sobrepresión  $\Delta P_g$  con respecto a la atmosférica, el potencial de ésta, vendrá aumentado en la cantidad.

$$\phi''_p = \bar{v} \Delta P_g \quad (27)$$

con respecto al agua libre.

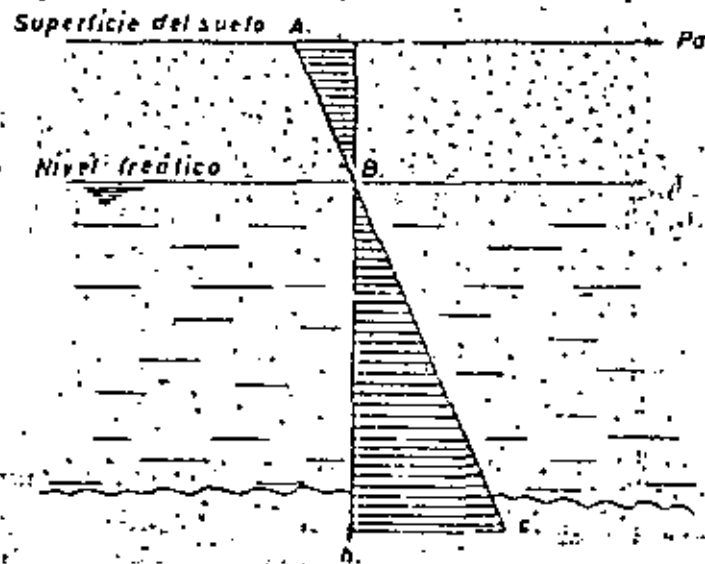


Fig. 16.- Representación esquemática de la presión equivalente.

Por debajo del nivel freático  $\phi_m = 0$ ,  $S_m = 0$ , habiendo de considerarse únicamente el potencial hidrostático  $\phi_p$ . Por encima  $\phi_p = 0$ . Con objeto de dar una continuidad en la representación del potencial, se ha definido la Presión equivalente  $P_a$  según

$$P_a = - S_m + \Delta P_n$$

que define un potencial

$$\phi_a = \bar{v} P_a \quad (28)$$

$P_a$  varía desde valores positivos por debajo del nivel freático, es decir, en la zona saturada hasta los negativos en la no saturada.

En el límite de separación de ambos se verifica  $P_a = 0$ .



En la figura 16 se han representado esquemáticamente las variaciones de la presión equivalente con la profundidad, habiéndose de hacer notar que el tramo A B correspondiente a las succiones matriciales y en el que  $\Delta P_h = 0$ , solo será una recta en el caso de equilibrio y cuando además  $\phi'_p = 0$ ; la temperatura  $t = c + \theta$  y el potencial osmótico  $\phi_o = 0$ , de que inmediatamente hablaremos.

Por ello la figura 16 no debe tomarse como general, sino como un esquema indicando la posibilidad de estudiar mediante una sola variable  $P_a$ , las variaciones del potencial  $\phi_a$ .

d) Potencial osmótico  $\phi_o$ .

Aunque ya dijimos que la concentración de iones en la superficie de las partículas sólidas era una de las causas que daban lugar a las fuerzas matriciales y por tanto incluía en  $\phi_m$ , cabe considerar el caso de los iones presentes en la solución del suelo que de por sí pueden modificar el potencial de esta con respecto al agua pura, libre. Este hecho basado en la definición de presión osmótica da lugar a un nuevo potencial  $\phi_o$  definido mediante la expresión.

$$\phi_o = -\bar{v} \pi \quad (29)$$

En la que el signo negativo indica una disminución del potencial con respecto al agua pura.

e) Potencial total del agua en el suelo.

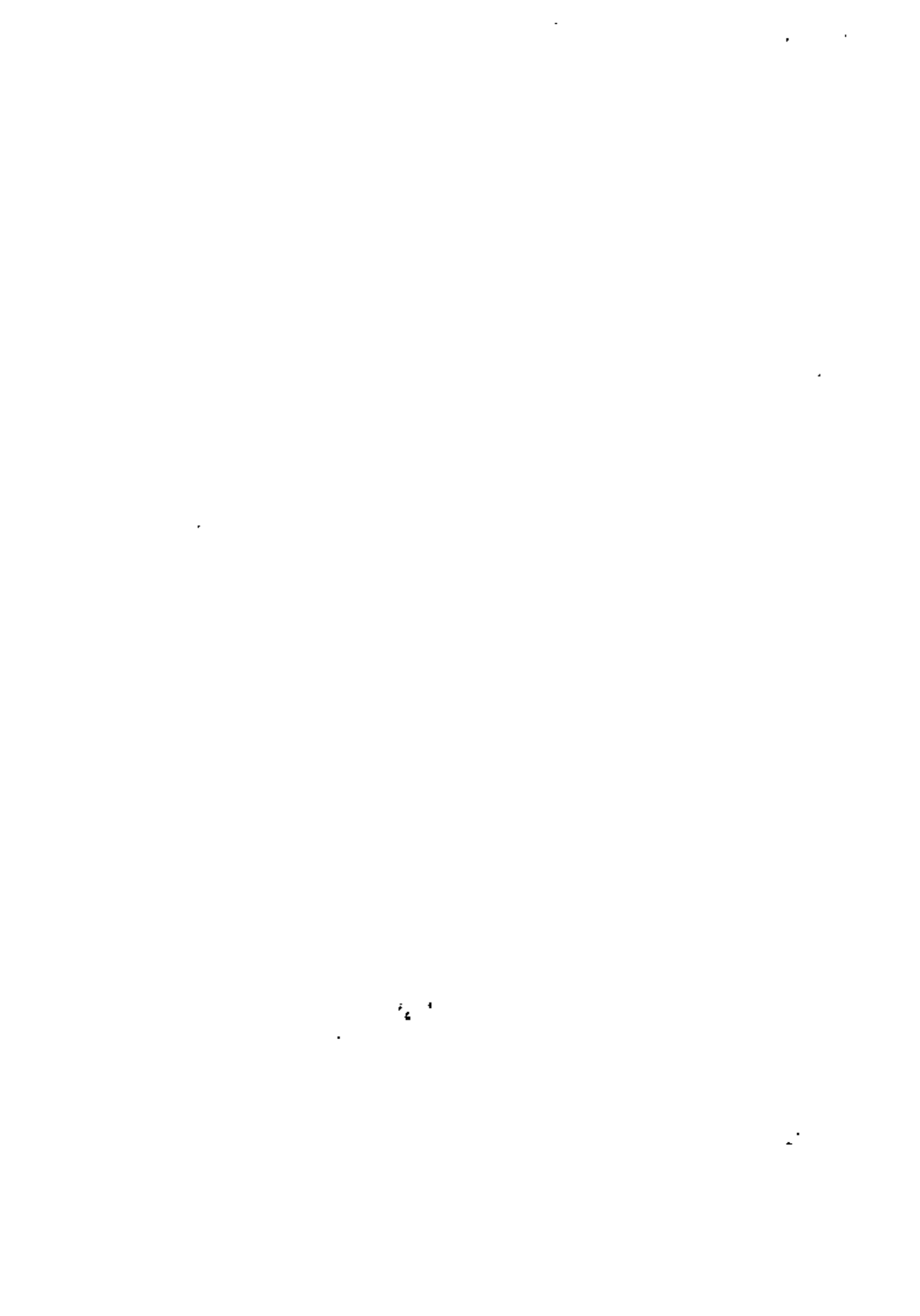
De acuerdo con la ec. (22) y las diversas expresiones halladas en los apartados a, b, c y d de este párrafo, el potencial total  $\phi$  del agua en el suelo, viene determinado por

$$\phi = g \Delta h + \bar{v} P_a + \bar{v} \Delta P_e - \bar{v} \pi \quad (30)$$

Aparte del potencial gravitacional, en circunstancias especiales, puede ser necesario considerar otros campos de fuerza distintos, como ocurre con la muestra de suelo sometida a la acción de una centrifuga para la determinación de la humedad equivalente. Por su carácter particular no entramos aquí en el estudio de estos casos.

Finalmente se denomina potencial hidráulico  $H$  a la suma de los tres primeros términos de la ec. (30), es decir:

$$H = g \Delta h + \bar{v} P_a + \bar{v} \Delta P_e \quad (31)$$



### Capacidad de retención :

Es denominada por los autores americanos capacidad de campo (field capacity) y es uno de los conceptos que, juntamente con el de punto de marchitez, constituyen la base y fundamento de la técnica del riego al permitir calcular el agua que podrá ser almacenada en la zona radicular en forma útil para las plantas.

A partir de estos dos conceptos y de la profundidad de la zona radicular se determina la dosis de riego la cual teniendo en cuenta las necesidades en agua de las plantas ( ver capítulo 8 ) permiten establecer el calendario de riegos para un determinado cultivo en condiciones climatológicas dadas.

La capacidad de campo fue definida por VEIHAUEYER y HENDRICKSON como la humedad retenida por el suelo una vez que el exceso de agua ha sido drenado y la velocidad del movimiento descendente ha disminuido considerablemente, lo cual ocurre con frecuencia dos ó tres días después de una lluvia o riego en los suelos permeables y con textura y estructura uniformes.

El concepto de capacidad de retención es una causa de la existencia de las fuerzas matriciales de que hablamos en el capítulo anterior al ser estas las responsables de la retención del agua en contra de la gravedad.

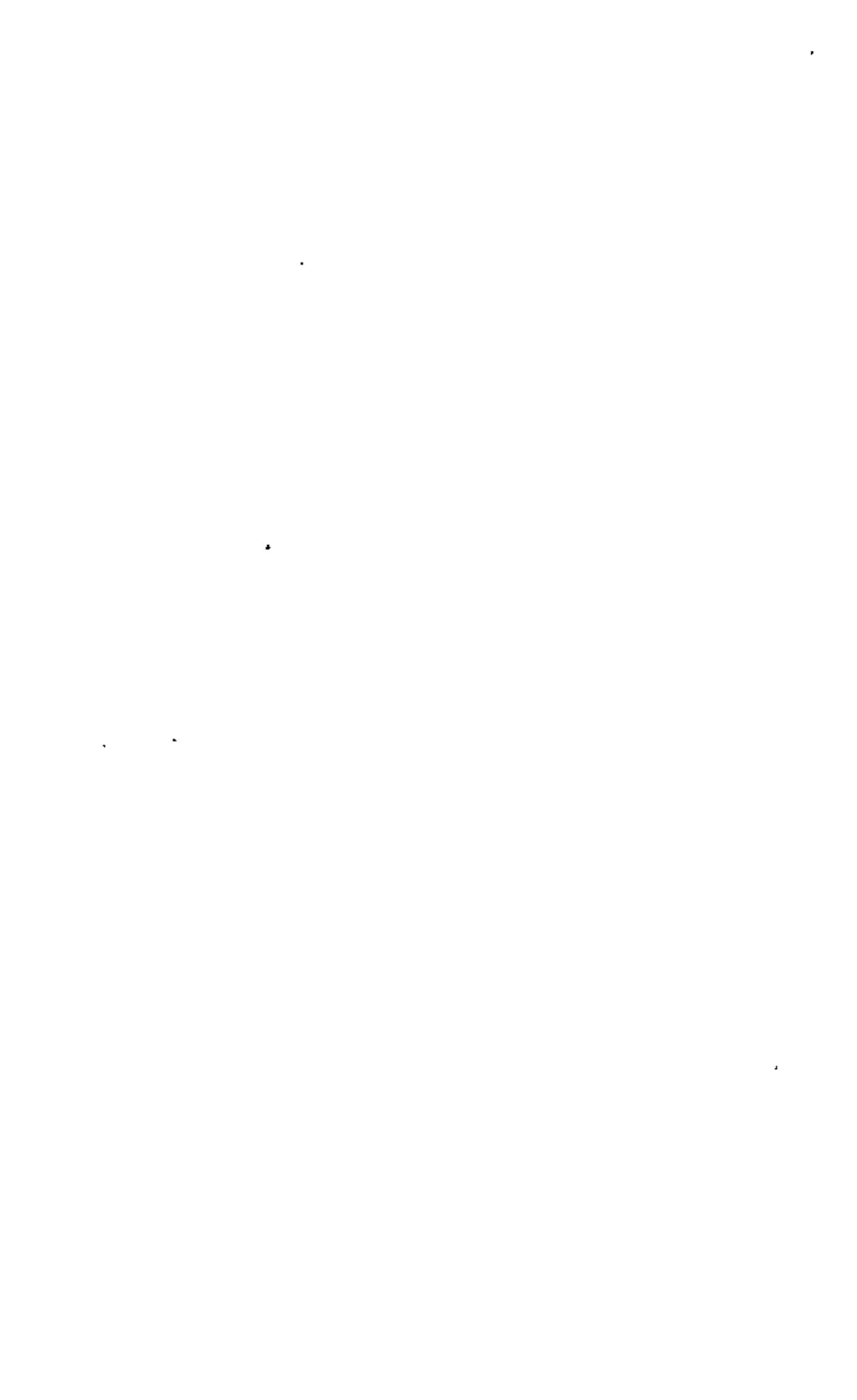
O.W. ISRAELSEN al hablar de la capacidad de campo ( 1 ) la define como el tanto por ciento de agua que un suelo bien drenado retiene durante un tiempo determinado después de ser inundado. El tiempo transcurrido desde la inundación hasta que el contenido de humedad coincide con la capacidad de campo es de dos a cinco días, aunque no puede ser calculada con exactitud debido a los muchos factores que influyen en el movimiento del agua en el suelo.

Además es necesario hacer notar que la capacidad de campo viene a su vez influenciada por la profundidad a que se encuentra la zona saturada.

Experimentalmente se ha comprobado que cuando el nivel freático se encuentra alto ( a unos 100 cm. de profundidad ), el agua retenida a una succión  $S_m = 100$  cm. (  $p F = 2$  ) constituye una buena estimación de la capacidad de campo, mientras que en suelos profundos con la zona saturada muy baja el contenido de humedad a una succión de  $1/3$  bar (  $S_m = 333$  cm.;  $p F = 2,5$  ) es entonces mejor índice para estimarla.

---

( 1 ) O.W. ISRAELSEN : Principios y prácticas del riego.





En suelos profundos la evolución del contenido de humedad con el tiempo, en función de la profundidad, sigue una marcha análoga a la representada en la figura 17.

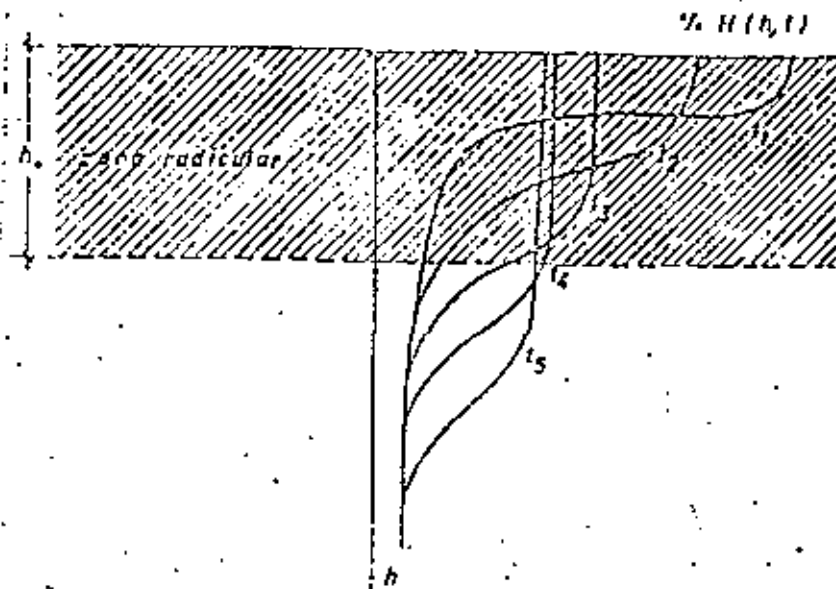


Fig.-17.- Variación del contenido de humedad con el tiempo y la profundidad.

La zona en la que el contenido de humedad es uniforme, va aumentando con el tiempo y a su vez este, cada vez es menor, si bien su velocidad de decrecimiento disminuye, factor este tenido en cuenta por VEIHMEYER y HENDRICKSON en su definición.

Según esto, podremos tomar el contenido de humedad en el tiempo  $t_4$  como el correspondiente a la capacidad de campo.

Si  $H(h)$  es la función representando la humedad en tanto por uno de volumen ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$  de suelo) en el instante  $t_4$  y nos referimos a una superficie unidad, el contenido de humedad almacenado en la zona radicular  $h_0$  correspondiente a la capacidad de campo  $H_r$  vendría determinado por:

$$H_r = \int_0^{h_0} H(h) dh \quad (32)$$

y dado que en estas condiciones  $H(h)$  varía muy poco con  $h$ , al menos dentro del límite de la zona radicular puede tomarse su valor medio  $H_m$  viniendo entonces  $H_r$  dada por la expresión

$$H_r = h_0 H_m \quad (33)$$



Una buena estimación de la capacidad de retención puede hacerse en el laboratorio mediante el método de la humedad equivalente correspondiente al porcentaje de humedad retenido en una muestra de suelo sometida a la acción de un centrífugo con una aceleración de 1.000 veces la de la gravedad.

El valor así obtenido constituye una buena estimación para valores de humedad comprendidos entre el 14 y el 30 %. Por debajo del 14 %, el método da valores inferiores a los reales.

A parte de su relación con la capacidad de retención se dan las siguientes con el punto de marchitez  $H_f$  y el de higroscopicidad  $H_h$  (1).

$$H_e = 1,84 \times H_f \quad (34)$$

$$H_f = 1,47 \times H_h \quad (35)$$

No obstante estas relaciones no deben tomarse como exactas.

En 1.948 PEELE propuso la siguiente fórmula para la relación entre la capacidad de campo y la humedad equivalente.

$$H_r = 0,865 H_e + 2,62 \quad (36)$$

Finalmente (Fig. 18) damos la relación obtenida por COLMAN (1.947) entre la capacidad de campo y el contenido de humedad a sujeción de  $1/3$  atm. ( $\approx 1/3$  bar) en la que se aprecia que para los valores pequeños de  $H_r$  la humedad retenida a  $1/3$  atm. es inferior ocurriendo lo contrario para los grandes. La fig. 18 está tomada de la obra "Principios y prácticas del riego" de O. W. ISRAELSEN.

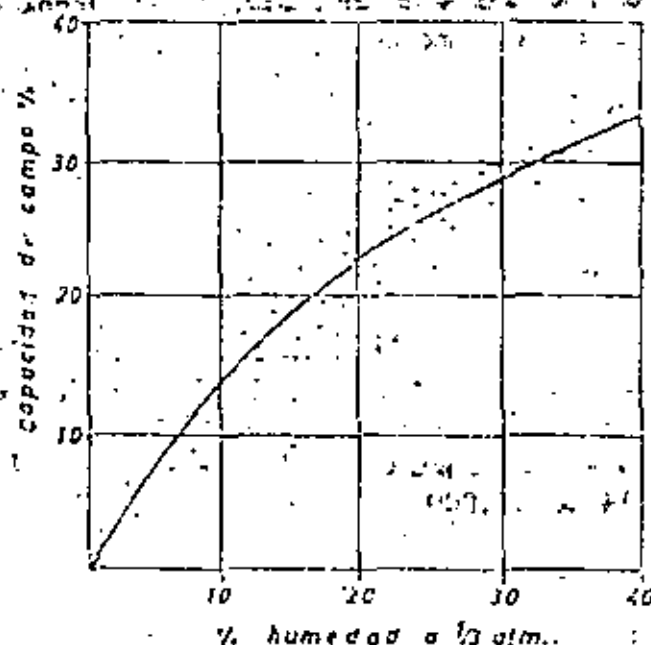
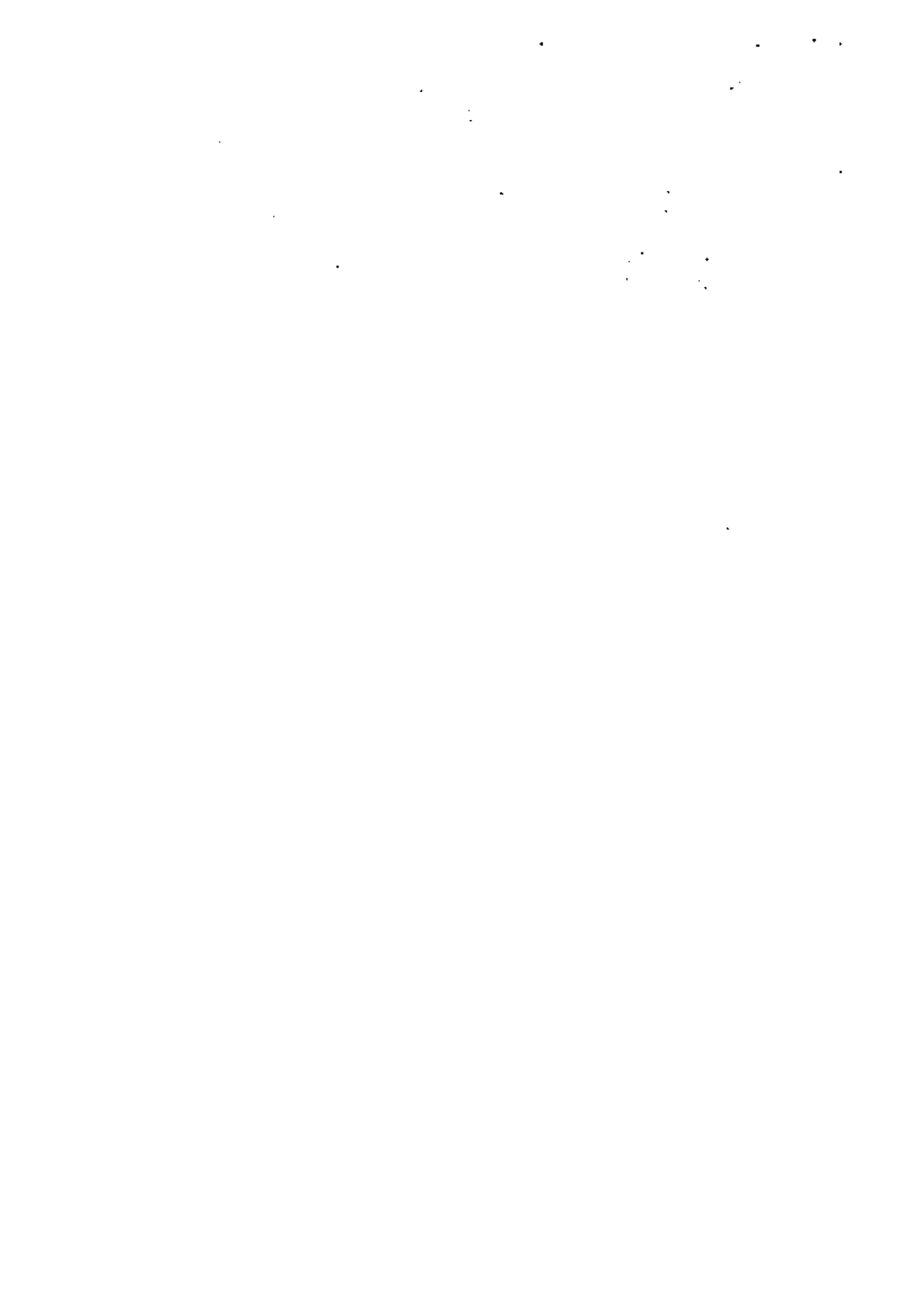


Fig-18.- Relación entre la capacidad de campo y la humedad a  $1/3$  atm. (según COLMAN.)

(1) P. ROLLEY. Irrigations



Se estima que para encontrar buenas condiciones de aireación y humedad, la capacidad de retención debe estar comprendida entre el 40 y el 60 % de la porosidad total.

Se llama grado de saturación a la relación entre la humedad existente y la correspondiente a la capacidad de retención.

### Punto de marchitez ( $H_f$ ):

Vimos al estudiar la distribución de poros por tamaños y las curvas  $p F - \%$  humedad, que a medida que esta disminuye, aumenta la tensión con que es retenida por el suelo, hasta valores que pueden ser muy elevados ( $10^6 - 10^5$  cm. en el punto de higroscopicidad).

En la práctica considerando al suelo como un medio al que hay que mantener dentro de los límites favorables al desarrollo radicular, este hecho es de la mayor importancia ya que, una vez en su capacidad de retención, las raíces comenzarán a extraer agua empezando a vaciarse los poros mayores, pero llega un momento en que la succión provocada por ellas no supera a la matricial comenzando entonces a marchitarse, lo cual ocurre a un  $p F = 3,7$ . Si en este instante se añade agua, la planta se recupera y continúa su desarrollo, pero si se la deja que continúe extrayéndola, ya muy difícilmente, se ha comprobado, experimentalmente, que la mayoría de ellas se marchitan permanentemente cuando la succión del suelo sobre el agua es de unos 16.000 cm. ( $p F = 4,2$ ).

El contenido de humedad correspondiente al  $p F = 4,2$  se denomina punto de marchitez permanente y el del  $p F = 3,7$  es el de marchitez temporal, ambos valores son muy diferentes según se trate de suelos con textura gruesa o fina, siendo del orden del 3 al 4 % en los primeros y alcanzando valores incluso superiores al 15 % en estos últimos.

### Agua útil ( $H_u$ ):

Es la diferencia entre la capacidad de retención y el punto de marchitez permanente siendo un concepto de la mayor importancia pues constituye la base para la determinación de la dosis de riego.

Según esta definición si la capacidad de retención es del 26 % y la humedad en el punto de marchitez es del 12 %, ambas expresadas en tanto por ciento de volumen total, el agua que el suelo puede poner a disposición de las plantas es del  $26 - 12 = 14$  %. Si la profundidad de la zona radicular es de 1 m., una hectárea contendrá  $0,14 \times 10.000 \times 1 = 1.400$  m<sup>3</sup> de agua útil equivalentes a 140 mm. de lluvia.



Una cuestión de gran interés y planteada desde el primer momento es la de si la totalidad del agua útil es asimilable por las plantas con la misma facilidad lo cual se plantea al considerar que desde la capacidad de retención hasta la marchitez, la succión con que es retenida el agua por el suelo va aumentando y recorriendo un intervalo considerable, desde unos 300 cm. hasta los 15.000 - 16.000 cm. del punto de marchitez.

Veihmeyer supone que la totalidad del agua útil es igualmente asimilable por todas las plantas. Esta hipótesis se cumple realmente para un gran número de suelos y cultivos, pero no tiene carácter general. En general los cultivos con gran desarrollo radicular tales como la alfalfa y los cereales, pueden extraer con mayor facilidad la totalidad del agua útil. M. R. Lewis estudiando perales en suelos pesados, encontró que comenzaban síntomas de escasez cuando se había consumido solamente la tercera parte del agua útil. Análogamente Furr y Taylor en California estudiando agrinos en suelos ligeros, observaron también los mismos síntomas aún estando el contenido de humedad por encima del correspondiente a la marchitez (1). Como veremos al estudiar la dosis de riego, en la práctica y para prever esta dificultad, se riega cuando se han consumido de la mitad a las dos terceras partes (2) del agua útil, dejando por tanto, un almacén permanente que como mínimo es la tercera parte de esta.

Como tendencia general tanto la capacidad de retención como el punto de marchitez y el agua útil, aumentan al pasar de suelos ligeros a los pesados, si bien y como se verá en el último párrafo de este capítulo, las variaciones de esta última no son tan grandes como en el caso de los dos primeros.

#### Porosidad efectiva (p):

Esta diferencia entre la porosidad total y la capacidad de retención y constituye el índice de los poros grandes del suelo que deben estar ocupados por aire para las buenas condiciones de cultivo. Es igual al volumen de agua que puede ser drenado fácilmente por gravedad, posteriormente a la saturación producida por una tormenta. Si en el ejemplo que se dió al estudiar el agua útil, la porosidad total es del 55 %, la efectiva será del  $55 - 26 = 29$  %. Si estando la zona no saturada (por encima del nivel freático) en su capacidad de retención se añade una cantidad de agua  $dH$ , este ascenderá una altura  $d h = d H / p$ , por lo que

$$p = \frac{d H}{d h} \quad (37)$$

(1) E. J. RUSSELL. Condiciones del suelo y desarrollo de las plantas.

(2) M. POIREE y CH. OLLIER. El riego.





Según la definición que se ha dado, la porosidad efectiva vendrá también dada por la relación

$$p = H_s - H_r \quad (38)$$

en la que  $H_s$  es la humedad correspondiente al estado de saturación y  $H_r$  es la capacidad de retención.

En una buena capa laborable la porosidad efectiva debe estar comprendida entre el 40 y el 60 % de la porosidad total, es decir, su proporción dentro de esta ha de ser análoga a la de la capacidad de retención y distribuidas, ambas en cantidades aproximadamente iguales.

El valor de  $p$  dado por (38) puede deducirse mediante la (37) y las siguientes consideraciones, refiriéndonos a los tres casos sencillos siguientes que aparecen representados en la Fig. 19.

El contenido de humedad  $H$  en cualquier columna  $AB$ ,  $CD$  o  $EF$  de sección unidad, vendrá dado por :

$$H = \mu \cdot H_s + \int_h^{h_t} H(z) dz \quad (39)$$

siendo  $H$ ,  $H_s$ ,  $H(z)$  humedades en tanto por uno de volúmen.

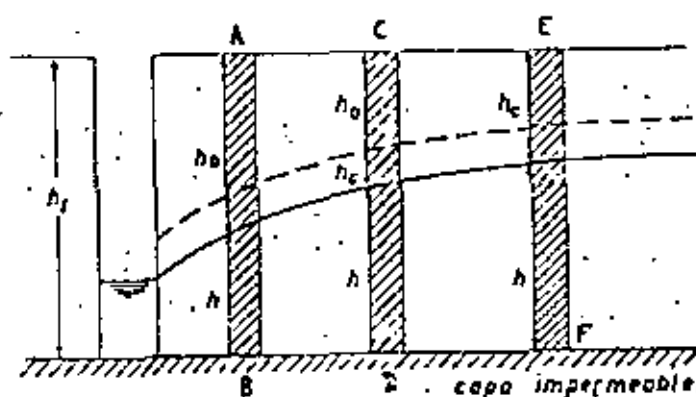


Fig.-19.- Diversos estados de humedad en un suelo drenado.



En el caso A B si suponemos que la totalidad de la zona situada por encima del nivel freático esta en su capacidad de retención (39) se convierte en:

$$H = h H_s + (h_f - h) H_r$$

de la que se obtiene

$$p = \frac{dH}{dh} = H_s - H_r$$

En el caso C D por encima del nivel freático existe una zona capilar  $h_c$  en la saturación. Se verificará si  $(h_c \leq h_f - h)$  y por encima de  $h_c$  el suelo está en su capacidad de retención:

$$H = h H_s + h_c H_s + (h_f - h_c - h) H_r$$

de donde

$$p = \frac{dH}{dh} = H_s - H_r$$

En el caso E F la zona capilar llega hasta la superficie del suelo, por lo tanto

$$H = h H_s + (h_f - h) H_s$$

obteniendo

$$p = \frac{dH}{dh} = H_s - H_s = 0$$

Cuando esto suceda cabe distinguir dos posibilidades: a) Que exista un cierto porcentaje (aún pequeño) de poros anchos siendo entonces necesario hacer descender el nivel freático, para que sea posible el drenaje en la zona radicular. b) Que la totalidad de los poros sean de un tamaño tal, que puedan retener el agua en contra de la acción de la gravedad. En este caso es imposible el drenaje y asimismo el cultivo al ser imposible el desarrollo de las plantas por faltar la aireación en la zona radicular.



nido de agua por unidad de volumen de suelo, corresponderá mayor superficie activa, para las fuerzas de adhesión por un lado y también, al ser menores los huecos existentes entre las partículas, mayor serán las fuerzas debidas a fenómenos de capilaridad. Este hecho conduce a la consecuencia práctica de que  $H_r$  y  $H_f$  serán, en general, mayores para los suelos arcillosos que para los arenosos. El agua útil también es mayor para los suelos pesados, si bien no sigue una dependencia tan estrecha con la textura como lo hacen los dos primeros valores.

Es necesario aclarar que la textura del suelo no es el único factor que influye en estas humedades, pues la estructura con la nueva distribución de la porosidad total en macio y microporosidad a que da lugar, y el contenido en materia orgánica son también determinantes de sus valores. Así se ha observado que el aumento en el contenido de esta última, provoca una elevación en el porcentaje de agua útil, si bien esta influencia es más acusada en suelos arenosos que en los de textura más fina.

El autor (1) estudiando la influencia de la textura en la capacidad de retención, punto de marchitez y agua útil, ha encontrado por métodos estadísticos varias correlaciones, todas ellas significativas al nivel de probabilidad del 99%, algunas de las cuales se dan a continuación a título informativo.

En una serie de ensayos se tomó el porcentaje de arcilla (% a) como índice representando a la textura, obteniéndose las relaciones:

$$\log_{10} H_r = 0,720 + 1,160 \lg (\% a) ; \quad r = 0,862$$

$$\log_{10} H_f = 0,557 + 1,036 \lg (\% a) ; \quad r = 0,800$$

$$\log_{10} H_u = 0,330 + 1,170 \lg (\% a) ; \quad r = 0,669$$

$r$ , es el coeficiente de correlación. Los ensayos se hicieron con muestras procedentes del campo de Dalías (Almería) siendo de 23 el número de las estudiadas.

La figura 20 muestra gráficamente la primera de estas correlaciones.

En una segunda serie de ensayos se tomó como índice de la textura el diámetro  $D_{20}$  (hay un 20 % en peso de partículas de tamaño inferior encontrándose, también, correlaciones igualmente significativas en todos los casos, de los que damos las correspondientes a una zona de Porma (León) siendo de 36 el número de casos estudiados).

$$\log_{10} H_r = 2,400 - 0,161 \log_{10} D_{20} ; \quad r = 0,765$$

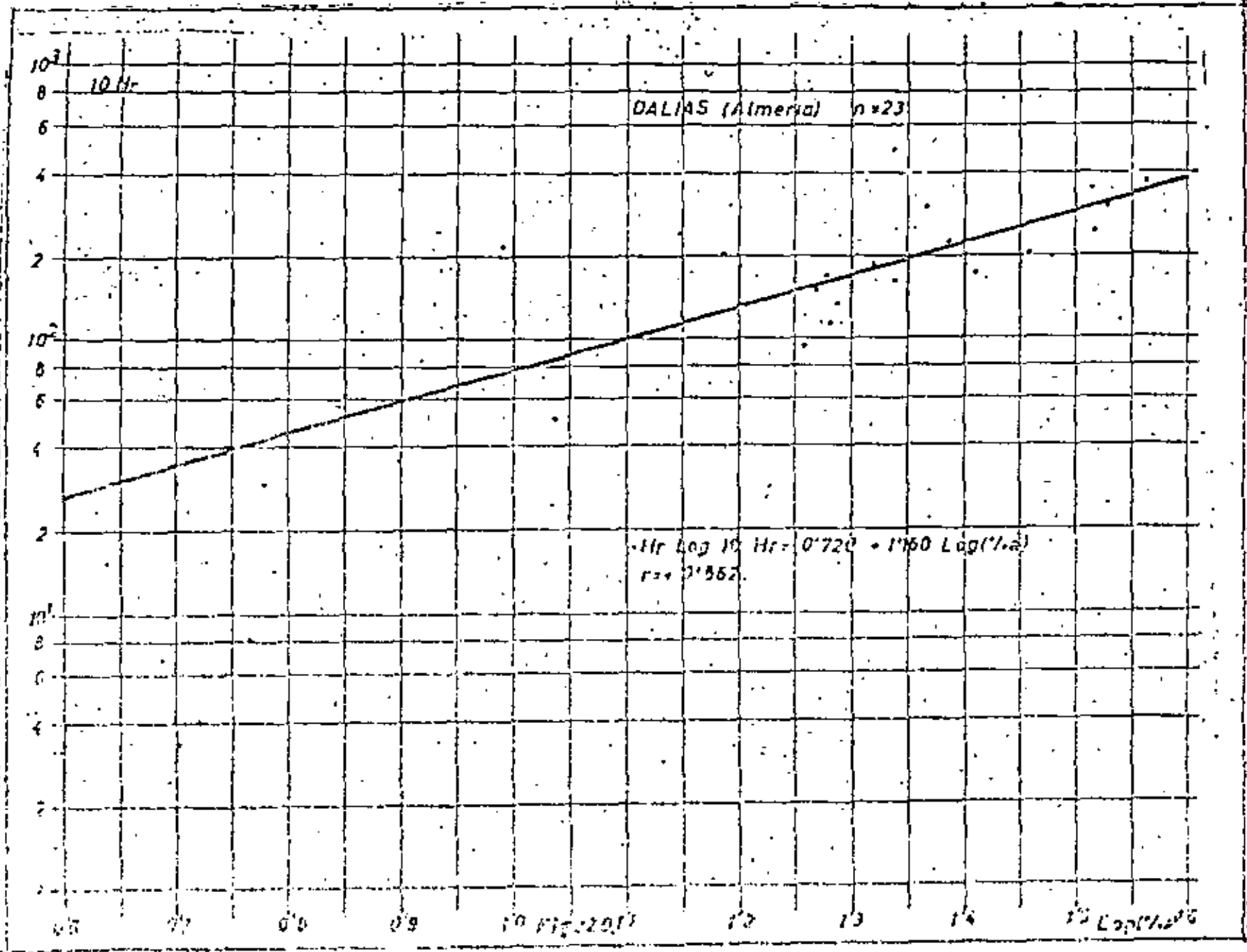
$$\log_{10} H_f = 2,270 - 0,203 \log_{10} D_{20} ; \quad r = 0,810$$

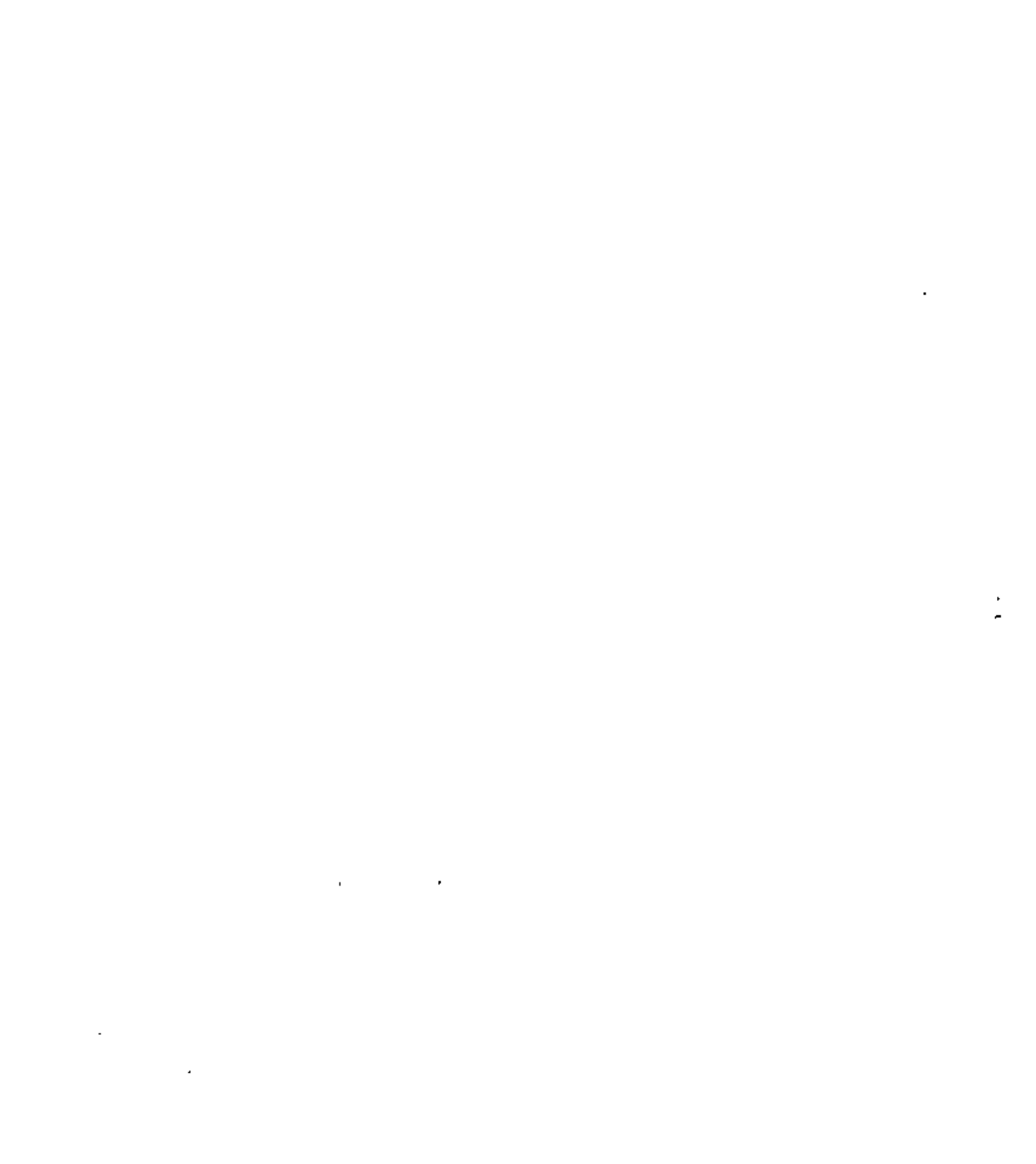
$$\log_{10} H_u = 1,930 - 0,129 \log_{10} D_{20} ; \quad r = 0,477$$

Como se observa el agua útil ofrece una correlación mucho menos acusada tanto en el caso de la arcilla como en el de  $D_{20}$ . La figura 21 corresponde a la relación entre la capacidad de retención y el  $D_{20}$ .

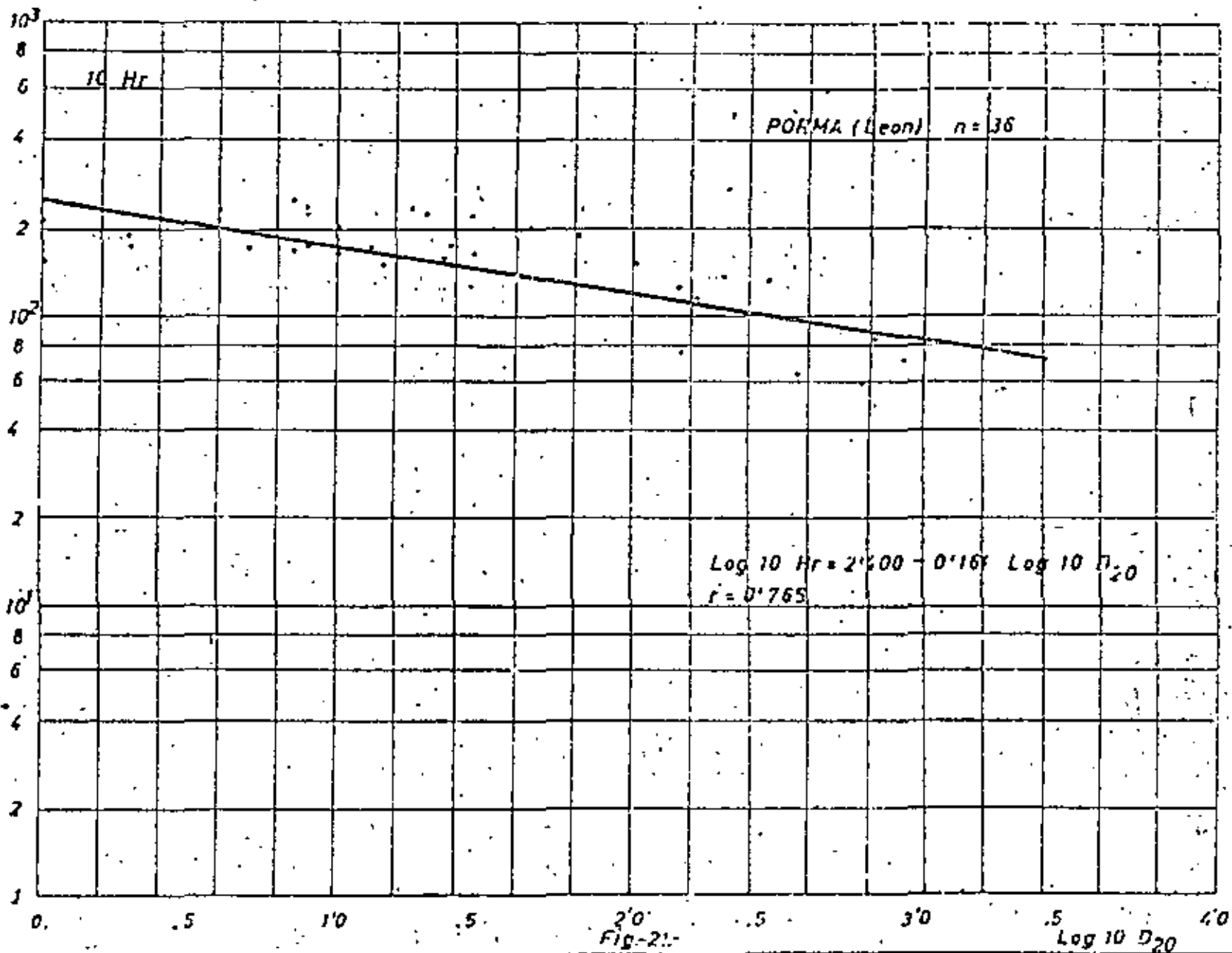
(1) J. L. de Poca. Tesis doctoral (1.967).

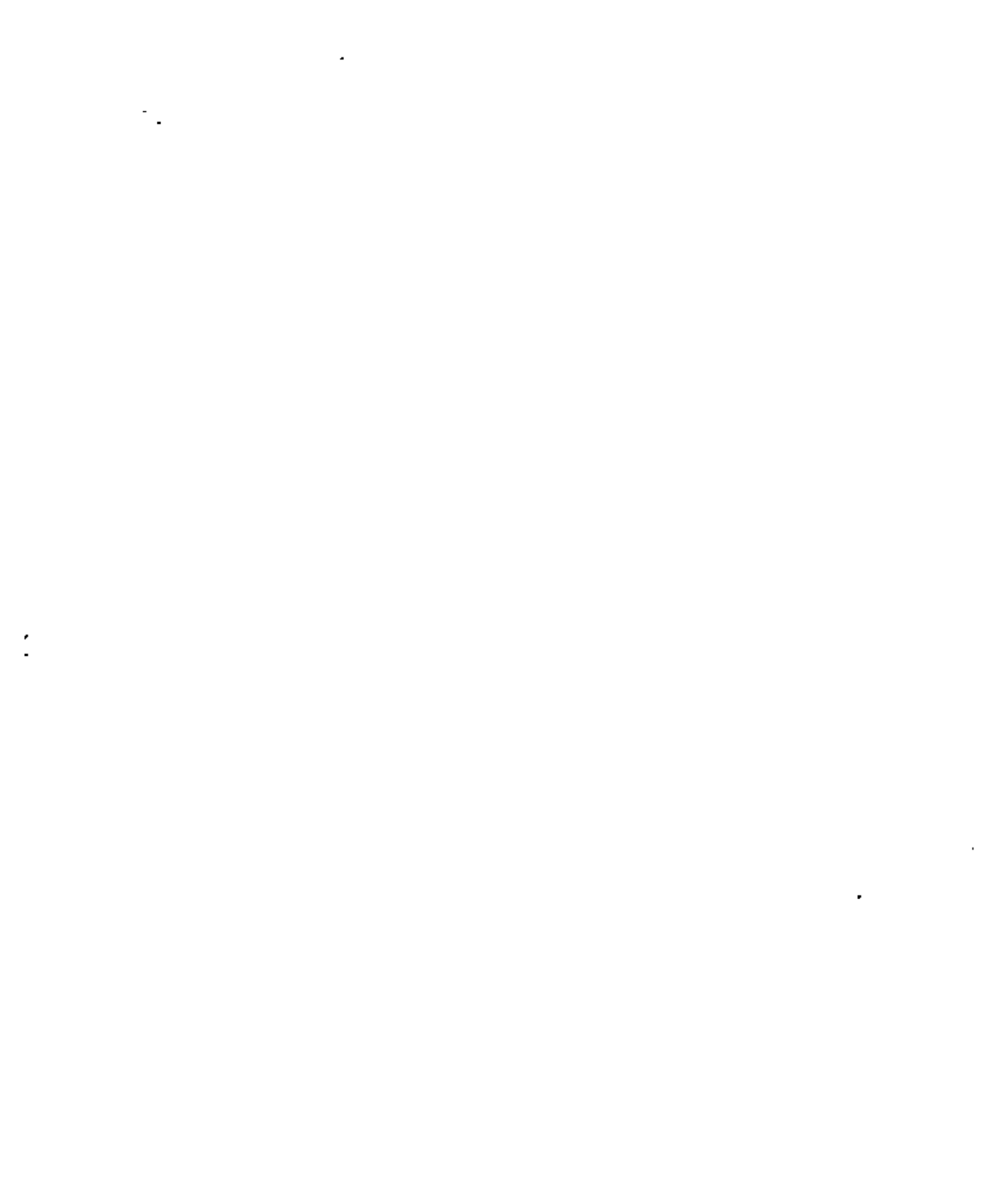














centro de educación continua.  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VI. 1.- ESTACIONES DE BOMBEO PARA RIEGO. PROTECCIONES CONTRA  
EL GOLPE DE ARIETE

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY

1954

RESEARCH REPORT NO. 10  
BY J. H. GOLDSTEIN AND R. F. W. WOODWARD

1954

1954

MAQUINAS HIDRAULICAS

Una máquina hidráulica es un dispositivo mecánico que intercambia energía entre un sistema fluido ( que para nosotros va a ser de ahora en adelante, una corriente líquida ) y un sistema mecánico.

Si la máquina aumenta la energía de la corriente líquida, se denomina bomba. Si extrae energía de la corriente líquida, se denomina turbina, energía que normalmente se va a transformar en eléctrica.

La presente publicación se va a centrar exclusivamente en el campo de aplicación de las bombas, lo que no quiere decir que algunas de los conceptos y expresiones matemáticas que se expandirán más adelante, no puedan aplicarse a una turbina.

Efecto de una bomba en una corriente

Analicemos ahora que tipo de energía se suministra a la corriente líquida.

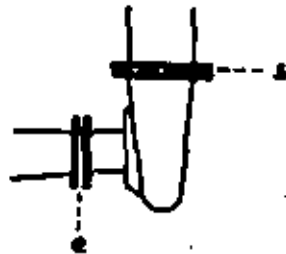


Fig. 1

Supongamos una bomba como la de la fig.1. instalada en una tubería. Sean e y s las secciones en las bridas de entrada y salida, respectivamente.

Si la energía específica a la entrada es  $H_e$ ,  $H_B$  la que la bomba proporciona realmente y  $H_s$  la energía específica a la salida, es evidente que :

$$H_e + H_B = H_s \quad (1)$$

o lo que es igual

$$Z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} + H_B = Z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} \quad (2) \quad (\text{Suponiendo el}$$

coeficiente Coriolis igual a 1)

Por tanto la energía suministrada por la bomba será :

$$H_B = (Z_s - Z_e) + \frac{P_s - P_e}{\gamma} + \frac{V_s^2 - V_e^2}{2g} \quad (8)$$

Es decir, la bomba, en general, aumenta la cota geométrica, la presión estática y la altura de velocidad de la corriente.

El primer sumando es un valor conocido y muy pequeño y el tercero suele ser considerablemente menor que el segundo o bien nulo si las secciones en las bridas de la bomba son iguales ( caso este no muy corriente). Puede quedar así la ecuación (3) a efectos prácticos.

$$H_B = \frac{P_s - P_e}{\gamma}$$

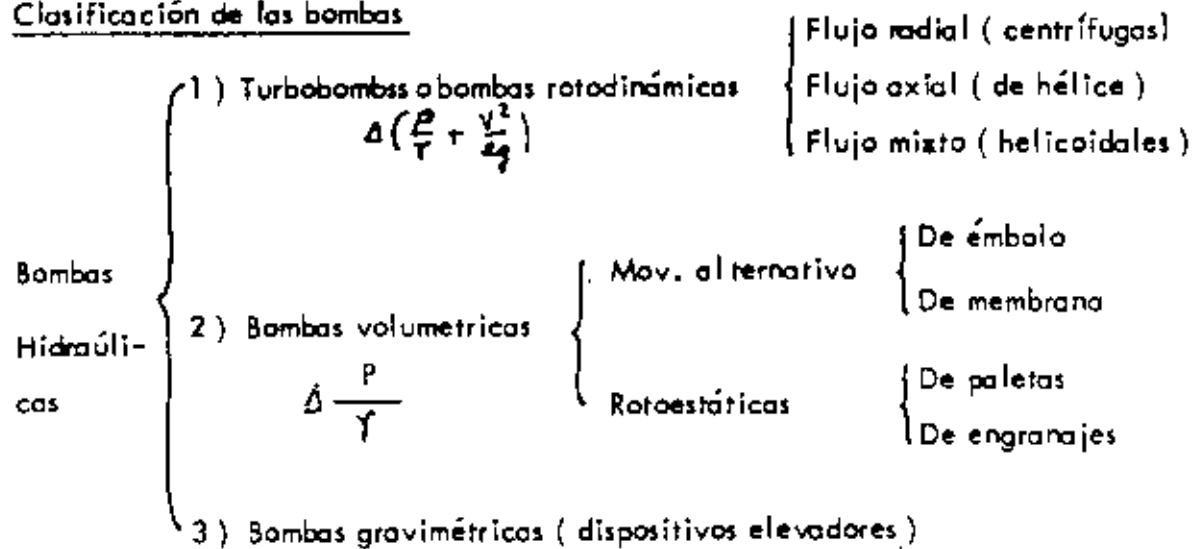
y este valor puede medirse colocando vacuómetro y manómetro o sendos manómetros en aspiración e impulsión, como veremos más adelante.

Si entre e y s se coloca un manómetro diferencial se medirá la diferencia de cotas piezométricas.

$$\left( Z_s + \frac{P_s}{\gamma} \right) - \left( Z_e + \frac{P_e}{\gamma} \right)$$

Si, por último, la diferencia de alturas de velocidad no es despreciable, ambas pueden conocerse si se mide el caudal y se conocen las secciones en las bridas ( dato del constructor ).

### Clasificación de las bombas



La clasificación arriba expuesta se deduce de la ecuación (3) en función del tipo de energía que fundamentalmente se añade a la corriente.

1) Las turbobombas transforman la energía mecánica recibida, fundamentalmente en energía de presión y cinética: Su elemento impulsor tiene un movimiento rotativo. Dentro de este grupo pueden distinguirse a su vez tres tipos de bombas.

a) Bombas de flujo radial, así llamadas porque el líquido, a la salida del rodete, sigue una dirección perpendicular al eje de giro de este. Estas son las bombas que normalmente se conocen por centrífugas y funcionan con una amplia gama de caudales y alturas de elevación.

b) Bombas de flujo axial o bombas de hélice, en las que el líquido al salir del rodete lo hace en una dirección paralela a su eje de giro. Su campo de aplicación es el de grandes caudales y pequeñas alturas.

c) Bombas de flujo mixto o helicoidales, en las que la dirección del líquido a la salida del rodete forma un ángulo con su eje de giro comprendido entre 0 y 90°.

2) Las volumétricas o de desplazamiento positivo, que así se llaman por que su trabajo se basa en tal principio, aportan a la corriente energía en forma de presión. Su elemento impulsor esta dotado de movimiento alternativo (proporcionado por una biela) o de movimiento rotativo.

Las de movimiento alternativo son las de embolo y membrana, Las de embolo son adecuadas para pequeños caudales y grandes alturas. Las de membrana tienen uso como dosificadores de abonos (p. ejemplo) en sistemas de riego.

Las rotostáticas son las de paletas o engranajes. Las primeras son útiles en el manejo de aguas sucias y las segundas, en la impulsión de pequeños caudales de aceite (industria automovilística).

3) Las bombas gravimétricas aportan energía fundamentalmente de posición. Es el caso de la noria, Chaduf, Tornillo de Arquimedes, Tornillo holandés, etc... Quizás las defina mejor el apelativo de dispositivos elevadores.

Nosotros nos vamos a referir únicamente a las turbobombas y más concretamente a las centrífugas.

Alturas geométricas y manométricas de una instalación elevadora.

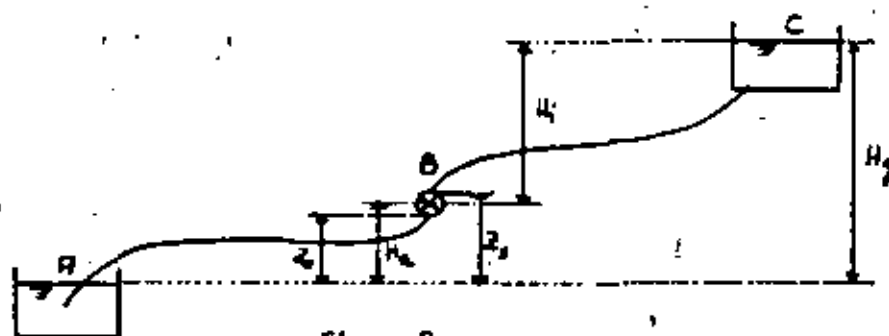


Figura 2

Sea una bomba B que eleva un líquido desde un nivel inferior A a otro superior C. La altura del eje de la bomba respecto al nivel inferior se llama altura geométrica de aspiración  $H_a$ , y la tubería por la que el líquido llega a la bomba, tubería de aspiración. La altura del nivel superior respecto al eje de la bomba se llama altura geométrica de impulsión  $H_i$  y la tubería por la cual sale el líquido de la bomba, tubería de impulsión.

Se llama altura geométrica total o altura geométrica de la elevación  $H_g$  a la diferencia de cotas entre los niveles superior e inferior. Tomando como plano de comparación el del nivel inferior, esta altura total es la suma algebraica.

$$H_g = H_a + H_i$$

Para la deducción que vamos a hacer a continuación supondremos el caso general en que la diferencia de cotas y alturas de velocidad entre la entrada a la bomba, e, y la salida, s, no son despreciables.

Aplicando Bernoulli entre A y e

$$0 = Z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} + h_a \quad (1) \text{ Siendo } h_a = \text{perdidas en la}$$

aspiración, y  $\frac{P_e}{\gamma} = - (Z_e + \frac{V_e^2}{2g} + h_a)$ , es decir si la entrada a la bomba se

encuentra por encima del nivel inferior,  $Z_e > 0$ , ( $V_e$  y  $h_a$  siempre lo son) y  $\frac{P_e}{\gamma}$  será negativo y sería necesario instalar un vacuómetro para medir  $P_e/\gamma$ .



Si la bomba esta por debajo del nivel inferior,  $Z_e < 0$ , y el valor de  $P_e/\gamma$  dependerá de la relación entre  $Z_e$  y  $\frac{V_e^2}{2g} + h_a$ . Si  $|Z_e| > \frac{V_e^2}{2g} + h_a$  ocurrirá que  $\frac{P_e}{\gamma} > 0$ . Si  $|Z_e| < \frac{V_e^2}{2g} + h_a$ ,  $\frac{P_e}{\gamma} < 0$ .

Aplicando Bernoulli entre e y s

$$Z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} + H_B = Z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g}, \quad (2) \text{ siendo}$$

$H_B$  = energía útil suministrada por la bomba.

Y aplicando Bernoulli entre s y C

$$Z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} = H_g + h_i \quad (3) \text{ siendo } h_i = \text{perdidas en la impul-}$$

sión.

De la ecuación (2) se deduce lo que ya sabemos

$$H_B = \left( Z_s + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} \right) - \left( Z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} \right)$$

y teniendo en cuenta las (1) y (3)

$$H_B = (H_g + h_i) - (-h_a) = H_g + h_i + h_a \quad \text{y como } H_g = H_a + H_i$$

$$H_B = (H_a + h_a) + (H_i + h_i)$$

A la suma  $H_a + h_a = H_{ma}$  se le llama altura manométrica de aspiración y a la suma  $H_i + h_i = h_{mi}$ , altura manométrica de impulsión y no son más que la suma de la altura geométrica y las pérdidas producidas.

En consecuencia la altura útil suministrada por la bomba será

$$H_B = H_{ma} + H_{mi}$$

que depende de la conducción pues en ella se producen  $h_a$  y  $h_i$

### Constitución de una bomba centrífuga.

El nombre de centrífuga responde a que la trayectoria seguida por las partículas líquidas es centrífuga y una fuerza de esta naturaleza es la que fundamentalmente contribuye a aumentar la energía del líquido.

Una bomba centrífuga, fig. 3, se compone en el caso más general, de

a) Un distribuidor, generalmente un estrechamiento gradual de sección que lleva el líquido, con las menores pérdidas posibles, desde la tubería de aspiración hasta la entrada del rodete (ojal u oido del rodete).

b) Un elemento móvil, impulsor o rodete. El rodete no es en realidad más que una serie de alabes (entre 4 y 16) unidos a un eje que recibe la energía exterior para el funcionamiento de la máquina.

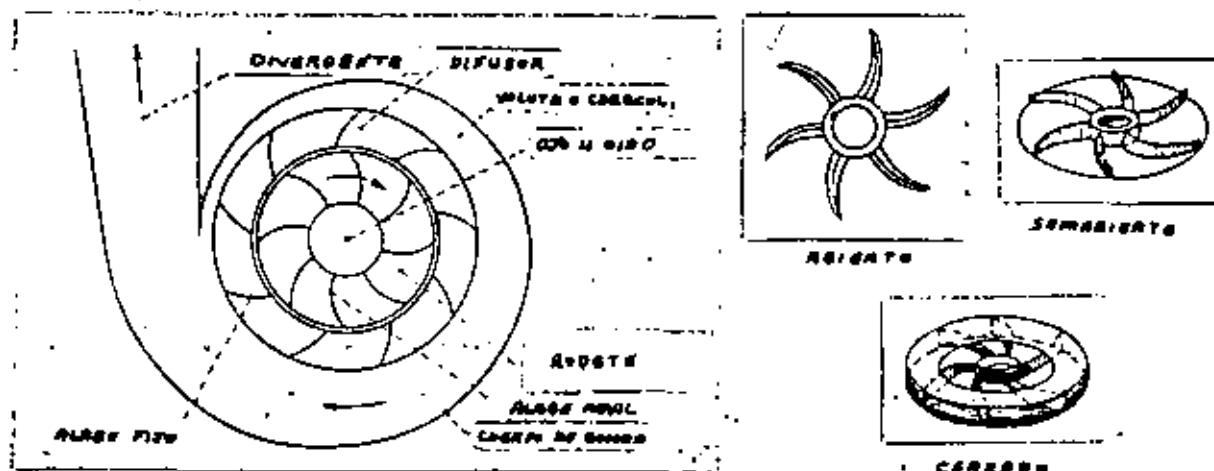


Fig. 3

Estos alabes pueden estar acoplados a 1 o 2 discos, teniendo así los rodetes abiertos, semiabiertos o cerrados.

c) El líquido una vez que sale del rodete, es conducido por otros alabes fijos que constituyen el difusor; o corona directriz. Estos alabes, que al igual que los del rodete son divergentes tienen por misión disminuir la velocidad transformando la altura cinética en presión.

d) El rodete y el difusor quedan encerrados dentro del cuerpo de bomba por dos piezas a manera de brazuelas, que en su conjunto recuerda el aspecto del caracol.

Esta forma contribuye también a la transformación de la energía cinética en energía de presión, lo mismo que el difusor.

e) Cono o divergente a la salida de la bomba.

Estas bombas <sup>así</sup> constituidas se les llama bombas de turbina por su parecido con una turbina de reacción, dada la existencia del difusor de alabes fijos; pieza esta que no existe en todas las bombas.

Ecuación de Euler de las turbomáquinas

Dada la finalidad de este trabajo, no se va a exponer aquí la teoría de las turbomáquinas; sino solo recordar sus resultados que si son necesarios para más adelante.

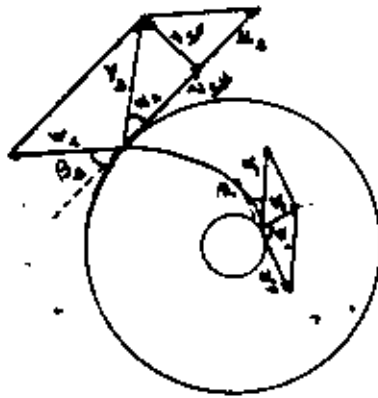


Fig. 4

En la fig. 4 se representa un rodete, en el que se ha dibujado un sólo álabe

En ella se dan también las velocidades a la entrada del álabe (subíndice 1) y a la salida (subíndice 2).

$\vec{u}$  = velocidad tangencial o de arrastre

$\omega$  = velocidad angular

$\vec{w}$  = velocidad relativa respecto al álabe

$\vec{V}$  = velocidad absoluta

$\alpha$  = ángulo formado por  $\vec{u}$  y  $\vec{V}$

$\beta$  = ángulo formado por  $\vec{w}$  y  $-\vec{u}$

$\vec{V}_u$  = proyección de  $\vec{V}$  sobre  $\vec{u}$  (velocidad circunferencial)

$\vec{V}_r$  = Proyección de  $\vec{V}$  sobre el radio (velocidad radial)

La teoría de las turbomáquinas establece que la energía por unidad de peso que se comunica al líquido por el rodete en caso de número infinito <sup>de álabes</sup> y en el supuesto de ausencia de pérdidas de carga, es

$$H_{tr} = \frac{V_{2u} \cdot \mu_2 - V_{1u} \cdot \mu_1}{g} \quad (6)$$

Con lo que la potencia a aplicar al eje de la bomba (a la entrada del rodete), será

$$N_{tr} = \gamma \cdot Q \cdot \frac{V_{2u} \cdot \mu_2 - V_{1u} \cdot \mu_1}{g} \quad (7)$$

$\gamma$  = peso específico del líquido

$Q$  = Caudal.

Sin embargo cuando se diseña una bomba ( para elevar un caudal a una altura determinada ) se hace de manera que  $\alpha_1 = 90^\circ$ , con lo que  $V_{1u} = 0$  quedando.

$$H_{tr\infty} = \frac{V_{2u} \cdot u_2}{g} \quad (8)$$

$$N_{tr\infty} = \gamma \cdot Q \cdot \frac{V_{2u} \cdot u_2}{g} \quad (9)$$

De la ecuación (9) se deduce que para tener grandes alturas con una bomba, deben darse grandes velocidades de giro ( mayor  $u_2$  ) y grandes valores de  $V_{2u}$ , consiguiéndose esto último con un suficiente número de álabes y cuidando su forma y dimensiones.

En la práctica, el número de álabes es finito con lo que la guía del líquido a lo largo de aquellas no va a ser perfecta. Por ello el líquido no va a absorber la energía específica dada por la (8); sino una energía menor, de aquí que la energía comunicada al líquido por el rodete, con su número finito de álabes sea

$$H_{tr} = \mu \cdot \frac{V_{2u} \cdot u_2}{g}$$

$\mu$  = coeficiente de Pfleiderer ( $< 1$ ), que depende del número de álabes, de su longitud, del ángulo  $\beta_2$  y de la relación  $r_2/r_1$ .

Por otra parte, el rodete debe vencer todas las resistencias en el interior de la bomba, donde sí hay pérdidas, de aquí que la altura real desarrollada por la bomba será:

$$H = \eta_h \cdot H_{tr} \quad (10)$$

$\eta_h$  = rendimiento hidráulico o manométrico.

Las pérdidas en el interior de la bomba se producen en el rodete,  $h_r$ , entre la salida del rodete y la salida de la bomba,  $h_d$  y además hay otras pérdidas por choque a la entrada y salida del rodete  $h_c$  de manera que la expresión (10)

también puede ponerse como :

$$H = H_{tr} - h_f - h_d - h_c \quad (11_2)$$

Las pérdidas por choque existen siempre, salvo en el caso en que la bomba este funcionando en el regimen óptimo. Este regimen para el cual se diseña la bomba se caracteriza por el hecho de que la velocidad  $w_1$  es tangente a la entrada del álabe y la velocidad  $V_2$  a la salida del álabe es tangente a la entrada del álabe del difusor ( ver fig. -5.).

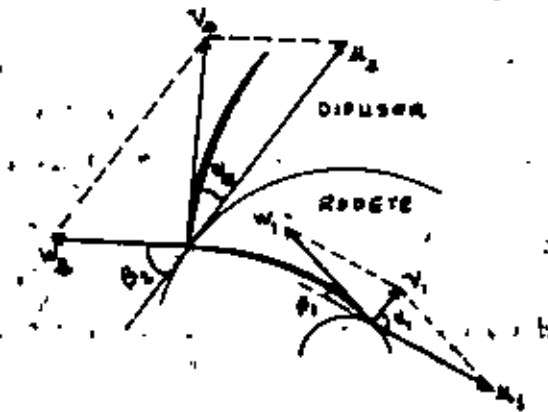


Fig. 5

Sin embargo, lo normal es que una bomba vaya a estar funcionando cerca de su regimen óptimo, pero no en él.

### Influencia del ángulo $\beta_2$

El ángulo  $\beta_1$  a la entrada del rodete viene determinado por la condición de una entrada sin choque. En efecto, cuando va a diseñarse una bomba, se fijan los valores  $Q$ ,  $H$  y  $n$  y se establecen, por consideraciones que ahora no vienen al caso, los valores: número de álaves y su espesor, diametro de entrada al rodete,  $D_1$  y espesor a la entrada del rodete,  $b_1$ .

En estas condiciones  $\beta_1$  esta determinado, pues

$$\tan \beta_1 = \frac{V_1}{u_1} \quad (\alpha_1 = 90^\circ)$$

$$V_1 = \frac{Q}{S_1} = \frac{Q}{\pi D_1 b_1} = \frac{Q}{\Delta S} \quad \frac{u_1}{\omega} = \frac{\pi n D_1}{60} \quad (n \text{ en } \tau. p. m.)$$

Sin embargo en el triángulo de velocidades a la salida del rodete se presenta una indeterminación.

En el proceso de diseño se establece, por consideraciones teóricas los valores de  $D_2$  y  $b_2$ . El primero determina el valor de  $\mu_2$  y el segundo el de  $V_{2r}$  (fig. 6) sin embargo para obtener la altura deseada es necesario conocer

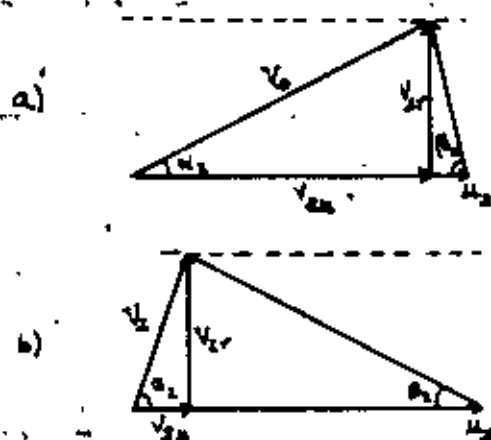


Fig. 6

$V_{2u}$  (ecuación (8)). El posible número de valores de  $V_{2u}$  es infinito y en la figura 6 se dan solo dos soluciones; pero si se fija el ángulo  $\beta_2$  el triángulo queda determinado.

En general,  $\beta_2$  puede ser  $\leq 90^\circ$ , teniendo así, los álabes curvados hacia atrás, los radiales a los curvados hacia delante (fig. 7). La convenien-

cia de uno u otro tipo se deduce de las siguientes consideraciones.

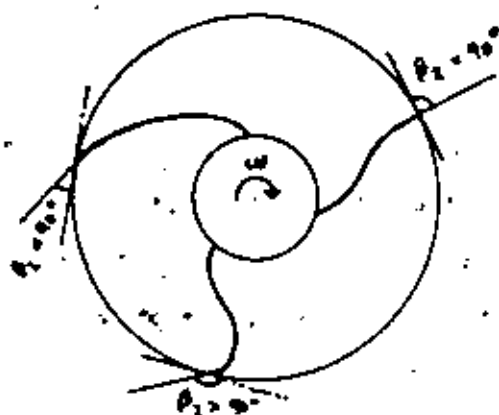


Fig. 7

En el triángulo de velocidades a la salida, figura 6, se cumple,

$$V_{2u} = u_2 - V_{2r} \cotg \beta_2 \quad (12)$$

Por otra parte, el caudal suministrado por el rodete, en función también de las condiciones a la salida del rodete es:

$$Q = \pi D_2 \cdot b_2 \cdot V_{2r} \quad (13)$$

Pues bien; si estas dos expresiones se introducen en la ecuación (8), queda:

$$H_{\text{teo}} = \frac{\mu_2^2}{g} - \frac{\mu_2 \cdot Q \cdot \cotg \beta_2}{g \cdot \pi \cdot D_2 \cdot b_2} = A - B \cdot Q \quad (14)$$

Para una determinada bomba funcionando a un determinado  $n$ , la ecuación (14) es una familia de rectas, puesto que  $B = f(\beta_2)$ , todas ellas con una ordenada en el origen, A (figura 8a.)

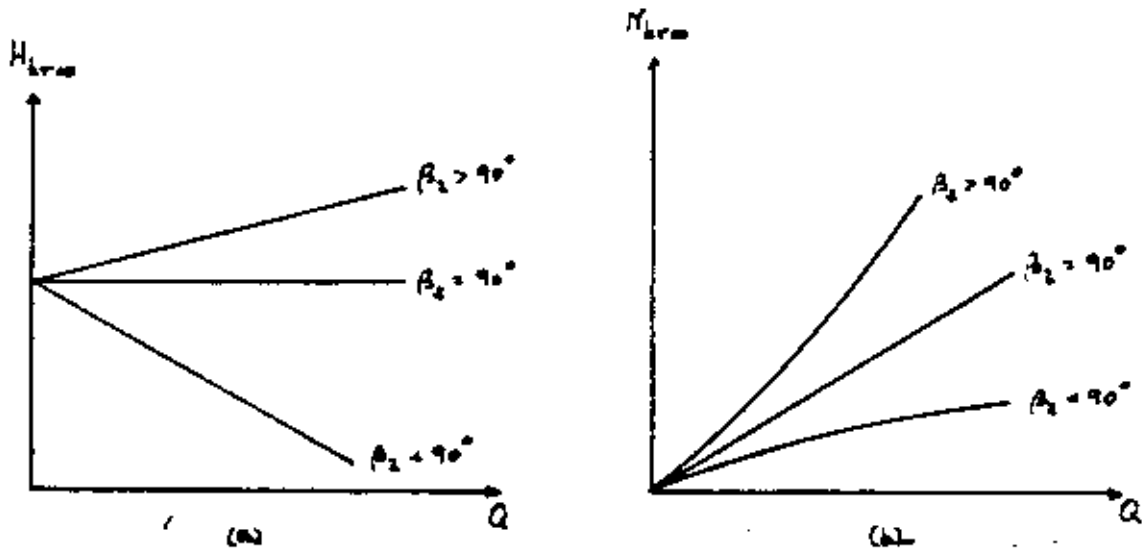


Fig. 8

La potencia teórica desarrollada por el rodete, en condiciones teóricas.

$$N_{\text{teo}} = \gamma \cdot Q \cdot H_{\text{teo}} = A'Q - B'Q^2 \quad (15)$$

representa también una familia de curvas,  $B' = \varphi(\beta_2)$ , con la única excepción de que para  $\beta_2 = 90^\circ$ , se tiene una recta, (figura 8b)

Estos dos diagramas, 8a y 8b, indican la influencia de la inclinación de los álabes, a la salida del rodete, sobre los valores de altura y potencia.

A) Con  $\beta_2 < 90^\circ$ , álabes curvados hacia atrás con relación al movimiento, la altura disminuye al aumentar el caudal, lo que es interesante para la autorregulación del sistema bomba-tubería, y la bomba da mayores caudales para una potencia determinada, o lo que es lo mismo, a igualdad de caudal consume menos potencia que con  $\beta_2 \geq 90^\circ$ . Además este tipo de álabe tiene mejor rendimiento hidráulico que los otros.

Normalmente este tipo de álabe es el más usado, estando comprendido  $\beta_2$  entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$ .

B) Con  $\beta_2 > 90^\circ$ , álabes curvados hacia adelante, la altura aumenta con el caudal lo mismo que la potencia. A igualdad de rodete y velocidad angular, estos álabes generan mayores alturas que los demás, sin embargo dado el rápido crecimiento de la potencia con el caudal y su menor rendimiento hidráulico, no suelen utilizarse. Además no permiten la autoregulación del sistema bomba-tubería.

C) Con  $\beta_2 = 90^\circ$ , álabes radiales a la salida, la altura suministrada por la bomba es independiente del caudal, aumentando la potencia. Su uso no es corriente y su campo de aplicación se deriva de sus características de solidez, economía y simplicidad. Se utilizan en turbinas de vapor.

Estas consideraciones son válidas a efectos comparativos; pero no tienen ningún valor absoluto, dada la naturaleza teórica de las expresiones utilizadas. Las curvas reales de la bomba son distintas de las teóricas del rodete.

El aspecto de la curva H-Q del rodete, por ejemplo, puede deducirse de la 'curva teórica'  $H_{tr} - Q$ , restando a esta las pérdidas en el interior del rodete

$$H_p = H_{tr} - \sum \Delta h_i$$

Consideramos el caso más corriente de  $\beta_2 < 90^\circ$ , figura 9.

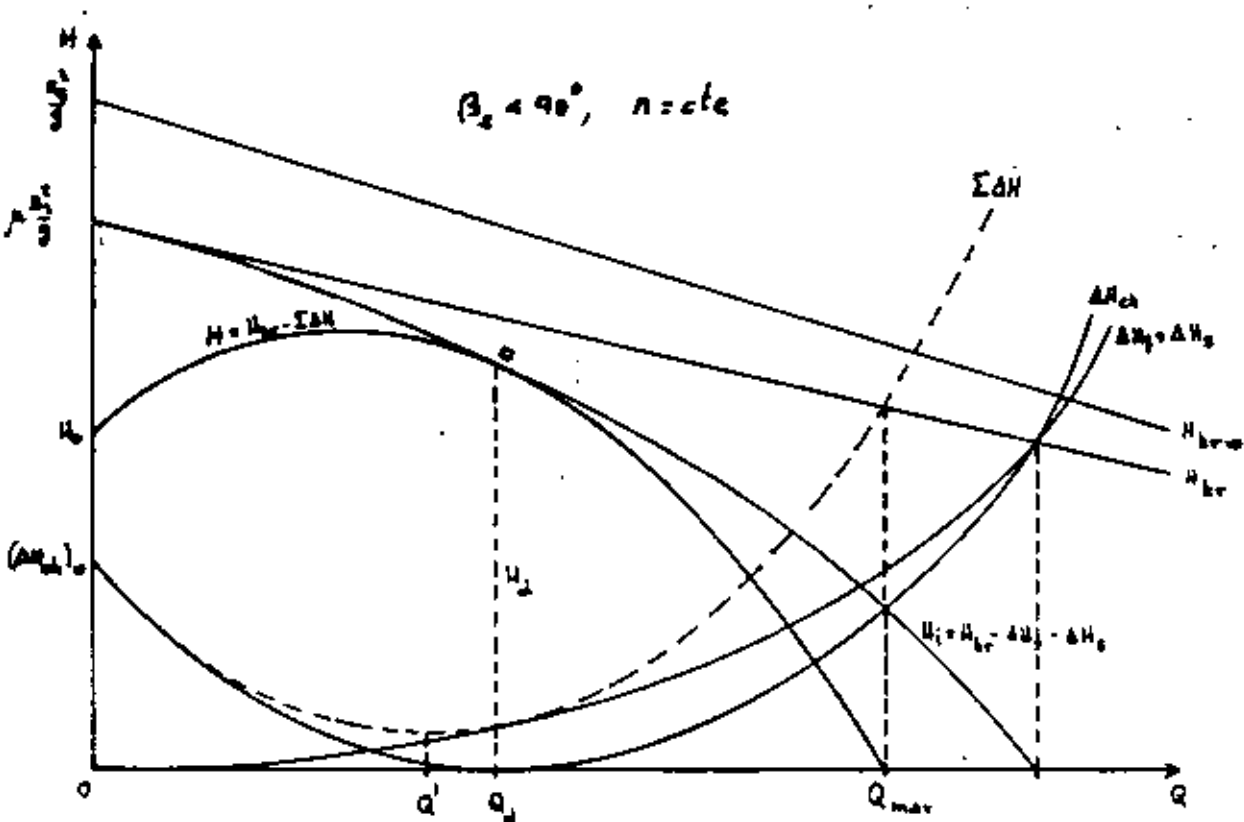


Figura 9



La curva que da la altura teórica generada por el rodete, en el supuesto de número infinito de alabes y  $\alpha_1 = 90^\circ$  es la  $H_{tr\infty} = A - B Q$  pero en la práctica, al ser limitado el número de alabes, no existe guía perfecta y el líquido sale del rodete como si los alabes tuvieran un ángulo inferior a  $\beta_2$ . Por este motivo disminuye  $V_{2u}$  y por tanto a igualdad de rodete y número de revoluciones,  $H_{tr} < H_{tr\infty}$

$$H_{tr} = \mu (A - B Q) = C - D Q$$

Por otra parte existen pérdidas por rozamiento y por variación del vector  $\vec{V}$  y otras debidas a la turbulencia originada por el choque de las partículas contra las paredes de los alabes cuando la velocidad relativa no resulta tangente a dichas paredes.

La altura realmente suministrada por el rodete,  $H_r$ , es

$$H_r = H_{tr} - (\Delta H_f + \Delta H_s) - \Delta H_{ch}$$

$\Delta H_f$  = pérdidas por rozamiento

$\Delta H_s$  = pérdidas por cambios de sección y dirección

$\Delta H_{ch}$  = pérdidas por choque

Las pérdidas entre parentesis son proporcionales, sensiblemente, a  $Q^2$

$$\Delta H_f + \Delta H_s = K_1 Q^2$$

Las pérdidas por choque o mal ataque del alabe son proporcionales a  $(Q - Q_d)^2$ , siendo  $Q_d$  = caudal de diseño

$$\Delta H_{ch} = K_2 (Q - Q_d)^2$$

Efectivamente, la bomba se diseña para un cierto caudal  $Q_d$  y velocidad de giro  $n$ , de forma que la velocidad relativa  $w$  sea tangente al alabe. Para este punto, llamado de diseño, las pérdidas debidas a la turbulencia por el choque son mínimas y el rendimiento es máximo.

En definitiva se obtiene la curva  $H_r$ , que en la práctica no tiene interés dado que lo útil es la altura suministrada por la bomba y no por el rodete y desde la salida del rodete hasta la de la bomba también hay otras pérdidas.

Como las pérdidas en el rodete y tras su salida son muy difíciles de evaluar, la curva  $H - Q$  de una bomba junto con las otras dos ( $N - Q$  y  $\eta - Q$ ), no se determinan en la forma expuesta, sino que se recurre a un banco de pruebas.

### Pérdidas en una bomba centrífuga. Rendimientos

Pueden agruparse en tres tipos las pérdidas que se producen en el interior de una bomba y que afectan a la altura suministrada, al caudal y a la potencia consumida.

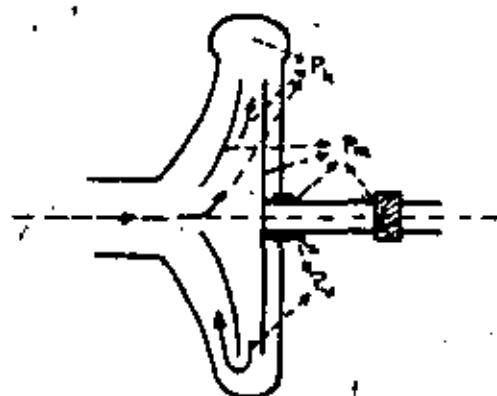


Fig. 10

a) Pérdidas al pasar la corriente líquida a los elementos fijos y móviles de la bomba. Hay rozamientos en los álabes fijos y/o móviles y en las paredes de la bomba así como muchos cambios de vector velocidad entre la entrada y la salida de la bomba.

Al ser turbulento el flujo en el interior de la bomba, estas pérdidas son aproximadamente proporcionales al cuadrado del caudal.

Se define el rendimiento hidráulico o manométrico,  $\eta_h$  como

$$\eta_h = \frac{H}{H_{tr}} \quad (16)$$

altura suministrada por la bomba dividida por la generada por el rodete con su número finito de álabes. Su valor oscila entre el 80 y 90 %.

b) Pérdidas volumétricas: rendimiento volumétrico

Se deben al hecho de que el rodete mueve un caudal superior al que sale de la bomba, dado que existen unas fugas de caudal hacia el exterior y en el interior de la bomba.

Las fugas hacia el exterior se producen por la holgura, que necesariamente debe existir, entre la cámara de presión y el eje de la bomba, ya que si el prensa-estopas está excesivamente ajustado las pérdidas de rozamiento con el eje de la bomba serán grandes. Estas pérdidas pueden ser nulas si se usan buenas prensa-estopas; pero otras veces son necesarias con objeto de la lubricación.

Más importantes son las pérdidas volumétricas interiores. Es evidente que entre el disco o discos del rodete y el cuerpo de bomba debe existir una holgura y puesto que a la salida del rodete (periferia del cuerpo de bomba) la presión es mayor que a la entrada del rodete (centro del cuerpo de bomba), existe un gradiente de presiones que implica el movimiento de una parte de agua que una vez que ha salido del rodete retorna a su entrada por la holgura citada. Queda claro que el rodete está moviendo un caudal superior al que sale de la bomba.

Estas dos pérdidas constituyen el caudal fugado  $Q_f$  y se define como rendimiento volumétrico la relación caudal suministrado por la bomba,  $Q$ , caudal movido por el rodete  $(Q + Q_f)$ .

$$\eta_v = \frac{Q}{Q + Q_f} \quad (17)$$

Su valor oscila entre el 85 y 98 %.

c) Pérdidas mecánicas: rendimiento mecánico.

Son pérdidas debidas a rozamientos mecánicos. Hay rozamiento entre prensa-estopas y eje de bomba y hay rozamiento entre el disco del rodete y la masa de agua exterior al rodete.

Se define el rendimiento mecánico como la relación entre la potencia que recibe el rodete y la potencia en el eje de la bomba.

$$\eta_m = \frac{N - N_{mec}}{N} = \frac{N_{rt}}{N}$$

La potencia  $N_{rt}$  representa la que desarrollaría la bomba, si en su interior no existieran pérdidas hidráulicas y volumétricas, dado que en ese caso elevaría un caudal  $(Q + Q_f)$  a una altura manométrica  $H_{rt}$ . Es decir

$$\eta_m = \frac{\gamma \cdot (Q + Q_f) \cdot H_{rt}}{N} \quad (18)$$

valor que oscila entre el 95 y 98 %.

El producto de los rendimientos hidráulico y volumétrico es el llamado rendimiento interno,  $\eta_i$

$$\eta_i = \eta_h \cdot \eta_v = \frac{H}{H_{tr}} \cdot \frac{Q}{Q + Q_f} \cdot \frac{\gamma}{\gamma'} = \frac{\gamma N_u}{N_{rt}} \quad (19)$$

que no es más que la relación entre la potencia útil que suministra la bomba y la que recibe el rodete.

Multiplicando miembro a miembro las ecuaciones (16), (17) y (18).

$$\eta_h \cdot \eta_v \cdot \eta_m = \frac{H}{H_{rt}} \cdot \frac{Q}{Q + Q_f} \cdot \frac{\gamma (Q + Q_f) H_{rt}}{N} = \frac{\gamma Q \cdot H}{N} = \eta \quad (20)$$

se tiene la relación entre la potencia suministrada por la bomba y la aplicada en su eje, es decir el rendimiento de la bomba, que en general oscila entre el 65 y 85%

Conviene por último tener en cuenta el rendimiento del grupo motobomba. Los motores utilizados son eléctricos o de explosión (gasoil y gasolina). Para los eléctricos el rendimiento, que aumenta con la potencia, puede cifrarse en general entre un 85 y 90 %, con lo que el rendimiento del grupo,  $\eta_g$ , en el supuesto de acople directo motor-bomba, puede estar comprendido entre el 55% y el 77%.

La potencia teórica a instalar sería:

$$N' = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \cdot \eta_g} \quad \text{CV.} = 0'00981 \cdot \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{\eta_g} \quad \text{Kw} \quad (21)$$

Teóricamente el motor puede y debe trabajar suministrando continuamente su potencia nominal, pero ocurre que puede haber caídas de tensión, que con el tiempo se van a producir incrustaciones en la bomba que van a disminuir su rendimiento y que incluso la misma bomba puede no responder ligeramente a las especificaciones de fábrica que tiene que trabajar con unas determinadas tolerancias; motivos todos ellos que inducen a que en la práctica se instale una potencia alrededor de un 25% superior a la dada por la expresión (21), potencia que debe suministrar el transformador a los bornes del motor.

En el caso de motores de explosión, si el rendimiento se define, al igual que en los eléctricos, como la relación entre potencia suministrada y potencia consumida (energía almacenada por el combustible y consumida por unidad de tiempo), pueden aparecer claras desventajas de aquellos frente a las eléctricas puesto que su rendimiento, así definido, es del orden de 0'2 a 0'3. Sin embargo hay que tener en cuenta que la energía eléctrica que llega a un motor proviene de otro tipo de energía y que el precio del Kw . h. refleja el rendimiento de esa anterior transformación.

La potencia a elegir para un motor de explosión, suele ser de un 25 a un 30% superior a la necesaria en el eje de la bomba.

$$N = \frac{Y \cdot Q \cdot H_r}{75} \text{ CV} \quad (22)$$

### Semejanza en bombas

Das bombas son semejantes u homólogas cuando sus flujos son semejantes geométrica, cinemática y dinámicamente.

La semejanza geométrica implica que los contornos sólidos que limitan el flujo sean geoméricamente semejantes, por lo que la relación entre dos distancias homólogas ha de ser constante.

$$\frac{L}{L'} = L_r = \lambda = \text{escala de longitudes}$$

La semejanza cinemática exige que dos diagramas de velocidades correspondientes a puntos homólogos sean semejantes, lo que a su vez implica que los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$  de los triángulos de velocidades sean iguales. Así por ejemplo, la condición de semejanza cinemática implica que entre los diagramas de velocidades a la salida del rodete, se cumplan las relaciones.

$$\frac{W_2}{W'_2} = \frac{V_2}{V'_2} = \frac{V_{2r}}{V'_{2r}} = \frac{V_{2u}}{V'_{2u}} = \frac{\pi \cdot D_2 \cdot n}{\pi \cdot D'_2 \cdot n'} = \lambda \cdot \frac{n}{n'} \quad (24)$$

La semejanza dinámica exige que los diagramas de fuerzas correspondientes a dos puntos homólogos sean semejantes. En el caso particular de las bombas centrífugas las fuerzas dominantes son las de inercia por lo que esta semejanza prácticamente se cumplirá cuando los números Reynolds fueran iguales.

$$R_e = R'_e$$

Aun así, esta condición es difícil de cumplir por lo que en el estudio de bombas semejantes únicamente se persigue el que se cumplan las semejanzas geométrica y cinemática despreciando la diferencia de los efectos de viscosidad. La consecuencia es una ligera diferencia en los rendimientos.

### Leyes de semejanza en bombas

El caudal que atraviesa el rodete de la bomba B homóloga de la B' es

$$Q = \pi D b V_r$$

y el que atraviesa el rodete de la B' es

$$Q' = \pi D' b' V'_r$$

La relación de caudales será

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{\pi D b V_r}{\pi D' b' V'_r} = \frac{D}{D'} \cdot \frac{b}{b'} \cdot \frac{V_r}{V'_r} = \frac{D}{D'} \cdot \frac{D}{D'} \cdot \frac{D}{D'} \cdot \frac{n}{n'} = \frac{n}{n'} \left( \frac{D}{D'} \right)^3 \quad (25)$$

La altura suministrada por B es

$$H = \eta_h \cdot \mu \cdot \frac{\mu_2 \cdot V_{2u}^2}{g}$$

y la suministrada por B'

$$H' = \eta'_h \cdot \mu' \cdot \frac{\mu'_2 \cdot V'_{2u}{}^2}{g}$$

La relación de alturas será

$$\frac{H}{H'} = \frac{\mu_2 V_{2u}^2}{\mu'_2 V'_{2u}{}^2} = \left( \frac{D}{D'} \cdot \frac{n}{n'} \right)^2 = \left( \frac{n}{n'} \right)^2 \cdot \left( \frac{D}{D'} \right)^2 \quad (26)$$

La potencia útil desarrollada por B es

$$N = \gamma \cdot Q \cdot H$$

y la desarrollada por B'

$$N' = \gamma \cdot Q' \cdot H'$$

La relación de potencias será

$$\frac{N}{N'} = \frac{Q}{Q'} \cdot \frac{H}{H'} = \left( \frac{n'}{n} \right)^3 \left( \frac{D}{D'} \right)^5 \quad (27)$$

Las ecuaciones (25) (26) y (27), representan las tres leyes fundamentales de semejanza en bombas.

#### Caso de una bomba dada cuando varía $n$

Para los regímenes <sup>semejantes</sup> de trabajo de una misma bomba cuando varía  $n$ , las fórmulas anteriores se transforman en

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{n}{n'} \quad (28) \quad Q = K_1 \cdot n$$

$$\frac{H}{H'} = \left( \frac{n}{n'} \right)^2 \quad (29) \quad \text{de donde} \quad H = K_2 \cdot n^2$$

$$\frac{N}{N'} = \left( \frac{n}{n'} \right)^3 \quad (30) \quad N = K_3 \cdot n^3$$

es decir el caudal, altura manométrica y la potencia, son respectivamente proporcionales a la velocidad, a su cuadrado y al cubo.

Estas relaciones teóricas tienen un gran interés por que permiten deducir las curvas características de una bomba a cualquier velocidad  $n'$  conociendo las correspondientes a  $n$ , sin necesidad de utilizar un banco de ensayo.

Por ejemplo la característica  $H - Q$  correspondientes a  $n$  puede deducirse de la conocida  $H' - Q'$  correspondiente a  $n'$  eliminando  $n/n'$  entre las ecuaciones (28) y (29)

$$\frac{H}{H'} = \left( \frac{Q}{Q'} \right)^2 \quad ; \quad H = \frac{H'}{Q'^2} Q^2 = C \cdot Q^2$$

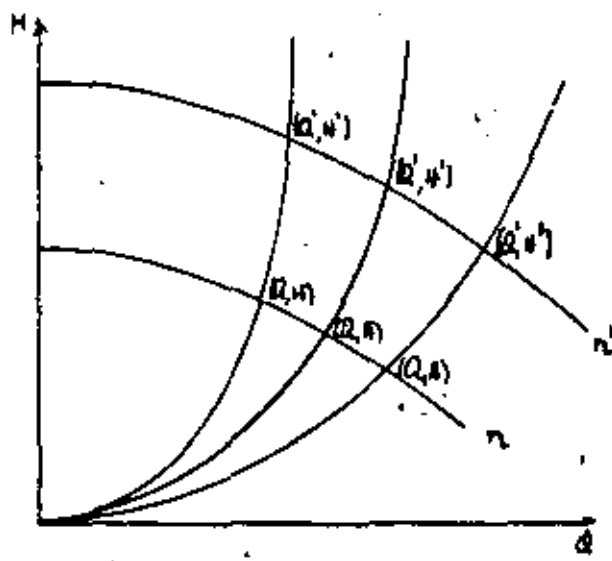


Fig. 44

Esta ecuación representa una familia de parábolas de eje vertical con la cavidad hacia arriba y vértice en el origen. Se llaman parábolas auxiliares de congruencia y unen todos los puntos homólogos del  $(Q', H')$  correspondiendo a cada una una velocidad  $n$ , dada por la expresión

$$n = n' \frac{Q}{Q'} = n' \sqrt{\frac{H}{H'}}$$

Como prácticamente el rendimiento de la bomba puede considerarse constante a lo largo de las curvas de regímenes semejantes, las parábolas de congruencia serán curvas de isorendimiento. Hay una parábola que corresponde al rendimiento máximo y a ambos lados de ella se sitúan las de rendimiento inferiores.

Análogamente puede procederse con la característica  $N-Q$ , eliminando la relación  $n/n'$  entre las ecuaciones (28) y (30).

Las curvas  $\eta - Q$  serán prácticamente las mismas, dado que el rendimiento manométrico es independiente de la velocidad. Sin embargo, puesto que el rendimiento global  $\eta'$  difiere algo del manométrico  $\eta_h$ , se puede decir que el rendimiento global es a efectos prácticos independiente de  $n$ , aunque en realidad disminuye ligeramente con  $n$ .

Así, si  $n' = n/2$  se tiene sensiblemente  $\eta' = \eta - 0'005$  y si

$$n' = \frac{n}{3} \quad \eta' = \eta - 0'01$$

#### Velocidad específica

Este concepto permite clasificar las bombas y lo que es más importante constituye un dato fundamental para su elección.



La velocidad específica o número específico de revoluciones de una bomba es un parámetro que permite establecer los diferentes tipos de bombas independientemente de sus dimensiones.

Esta velocidad específica  $n_q$  se define como el número de revoluciones de una bomba geoméricamente semejante dimensionada para suministrar un caudal de  $1 \text{ m}^3/\text{seg.}$  a una altura manométrica de  $1 \text{ m.}$  por fase.

Eliminando  $D/D'$  entre las ecuaciones (25) y (26) y despejando  $n'$ , queda

$$n' = n \left( \frac{Q}{Q'} \right)^{1/2} \left( \frac{H'}{H} \right)^{3/4},$$

y por definición de velocidad específica

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad (31)$$

que es constante para todas las bombas geoméricamente semejantes.

La fórmula (31) esta deducida para un solo rodete por lo que en una bomba con  $i$  rodetes en serie capaz de elevar un caudal  $Q$  a una altura  $H$ , la velocidad específica por fase será

$$n_q = n \frac{\sqrt{Q}}{(H/i)^{3/4}}$$

Si el caudal total  $Q$  a elevar a una altura  $H$  se divide mediante el acoplamiento de  $j$  rodetes en paralelo, la velocidad específica por rodete será

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q/i}}{H^{3/4}}$$

El caso de una bomba con rodete de doble aspiración equivale a dos rodetes en paralelo.

La velocidad específica así definida,  $n_q$ , se denomina velocidad específica cinemática, para distinguirla de la velocidad específica dinámica  $n_s$ , que se define como el número de revoluciones de una bomba geoméricamente semejante pero dimensionada para vencer una altura manométrica de  $1 \text{ m.}$  suministrando una potencia útil de  $1 \text{ CV}$  ( $Q = 75 \text{ l/seg.}$ ).

Eliminando  $D/D'$  entre las expresiones (26) y (27) y despejando  $n'$ , queda

$$n' = n \left( \frac{N}{N'} \right)^{1/2} \left( \frac{H'}{H} \right)^{5/4}$$

y por definición

$$n_s = n \frac{\sqrt{N}}{H^{5/4}} \quad (32)$$

Si el líquido bombeado es agua

$$n_s = n \cdot \frac{(\gamma H Q)^{1/2}}{75^{1/2} \cdot H^{5/4}} = 3'65 \cdot n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} = 3'65 \cdot n_q$$

Estos dos valores así definidos tienen un inconveniente y es que al no ser adimensionales, su valor depende de las unidades empleadas, además de que las unidades empleadas normalmente (r. p. m.,  $m^3/s$ , CV y m) no son de un sistema coherente

Por esta razón es conveniente reemplazar la velocidad específica por el llamado coeficiente de velocidad específica ó coeficiente de velocidad angular,  $C_v$ , definido por la expresión

$$\omega_s = C_v = \frac{\omega \cdot Q^{1/2}}{(g H)^{3/4}}$$

siendo

$\omega$  = velocidad angular del rodete en rad/seg.

$Q$  = cudal en  $m^3/\text{seg}$ .

$g$  = aceleración de la gravedad en  $m/\text{seg}^2$

$H$  = altura manométrica en columna del líquido considerado, en m.

El coeficiente es así adimensional, válida para todas las bombas centrífugas sea cual sea la naturaleza del líquido que las atraviesa.

La relación con la velocidad específica cinemática es

$$C_v = \frac{2\pi n \cdot Q^{1/2}}{60 \cdot (g \cdot H)^{3/4}} = \frac{2\pi}{60 \cdot g^{3/4}} \cdot \frac{n \cdot Q^{1/2}}{H^{3/4}} = 0'01889 \cdot n_q$$

Clasificación de las bombas según  $n_q$

Tomando como base  $n_q$  (con unidades r.p.m.,  $m^3/s$  y m.) puede establecerse el campo de aplicación de los diferentes tipos de bombas y que en la práctica sirve para indicar cual es la bomba adecuada para un determinado caso. Con los valores de  $n$ ,  $Q$  y  $H$  se calcula  $n_q$  y el tipo de bomba se elige con la siguiente tabla en correspondencia con la figura 32

$6 < n_q < 11$ ; $0,11 < \omega_s < 0,21$	Centrifuga lenta (a)
$11 < n_q < 38$ ; $0,21 < \omega_s < 0,72$	" normal (b)
$38 < n_q < 82$ ; $0,72 < \omega_s < 1,55$	" rápida (c)
$82 < n_q < 164$ ; $1,55 < \omega_s < 3,12$	Helicoidal (d)
$160 < n_q < 580$ ; $3 < \omega_s < 11$	Hélica (e)

Si resultará un  $n_q > 500$ , debe reducirse el valor previsto de  $n$  o dividir el caudal entre dos o más bombas en paralelo. Si por el contrario  $n_q < 6$  y no es posible aumentar  $n$ , habría que disminuir  $H$  (por rodete) instalando una bomba múltiple.

Para un determinado  $n$ ,  $n_q$  depende de  $Q$  y  $H$  y según predomine una u otra magnitud, se han desarrollado las formas constructivas comprendidas en la figura 32

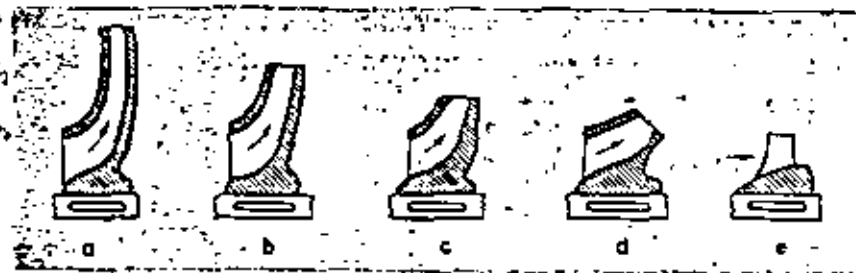


Figura 12

Pequeños caudales y grandes alturas, ( $n_q$  pequeño) corresponden a rodetes con canales entre álabes estrechos y largos. Grandes caudales y pequeñas alturas,  $n_q$  grande, corresponde a rodetes con amplios y cortos canales entre álabes. La velocidad específica en la figura aumenta de izquierda a derecha.

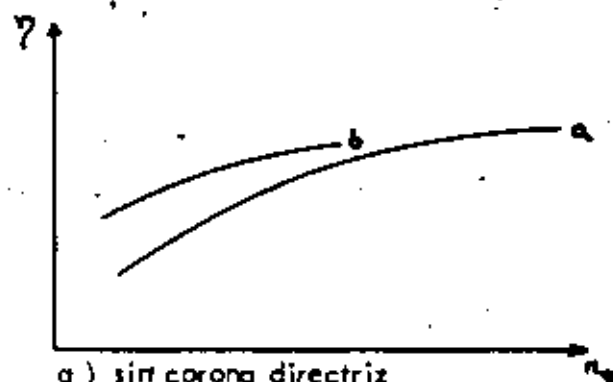
Como el valor de  $n$  en las bombas oscila dentro de unos determinados límites y además desde el punto de vista económico no se pueden fabricar bombas con rodetes demasiado grandes sin canales de álabes excesivamente estrechos, resulta que para cada par de valores,  $Q - H$ , existe una gama limitada de valores

de  $n_q$  adecuados, gama que aun se restringe más por el hecho práctico de que al aumentar  $n_q$  aumenta el peligro de cavitación y disminuye la capacidad de aspiración de la bomba.

El peligro de cavitación aumenta de izquierda a derecha.

Por otra parte, el número específico de revoluciones esta intimamente relacionado con el rendimiento de la bomba. Una gran longitud de los canales de los álabes, típica de los rodetes lentos, aumenta la pérdida por rozamiento dentro del rodete, el rozamiento del disco del rodete, y las pérdidas volumétricas internas. En definitiva el rendimiento disminuye. Por el contrario, un aumento de  $n_q$ , aumenta el rendimiento y  $n_q$  puede aumentar aumentando  $n$  y reduciendo la altura de elevación por fase (aumentando el número de rodetes).

Las curvas que relacionan el valor de  $n_q$  con  $\eta$  (figura 13) mues-



- a) sin corona directriz
- b) con corona directriz

Figura 13

tran como al crecer el valor de  $n_q$  aumenta  $\eta$ , especialmente en las bombas que carecen de corona directriz. Para valores de  $n_q$  relativamente bajas mejora el rendimiento disponiendo una corona directriz en el difusor.

La ecuación de Euler de las turbomáquinas indica que para un caudal y velocidad dadas, la altura suministrada por una determinada bomba está perfectamente determinada. Esto constituye una característica muy importante de las bombas centrífugas y que diferencia profundamente el funcionamiento de estas máquinas del de otros tipos de bombas. Por ejemplo, una bomba de embolo que funcione con una velocidad dada, puede imponerse el caudal pero la presión engendrada por la bomba podrá tomar todos los valores posibles que no dependerán más que de las características de la tubería de impulsión (altura manométrica de elevación); para una bomba centrífuga, por el contrario, si se fija la velocidad de rotación y el caudal, la altura engendrada vendrá impuesta.

En definitiva, ello quiere decir que el funcionamiento de una bomba centrífuga a los distintos regímenes posibles, está caracterizado por una superficie de expresión.

$$F(H, Q, n) = 0$$

A cada punto de esta superficie corresponde un punto de funcionamiento de la máquina y uniendo todas aquellas puntos que sobre esta superficie tengan el mismo rendimiento, se tendrán las curvas de isorendimiento.

Este sistema de representación de tres dimensiones es bastante complicado y se adopta un sistema más simple, con dos dimensiones, al considerar a  $n$  como parámetro y no como variable. El procedimiento fue ideado por RATEAU Y BERGERON y se obtienen así las curvas características.

$$\left. \begin{aligned} H &= f_1(Q) \\ N &= f_2(Q) \\ \eta &= f_3(Q) \end{aligned} \right\} \text{ para un determinado } n$$

La representación del funcionamiento de una bomba por este método de las curvas características tiene otro interés y es que, refiriéndonos al estudio de las leyes de semejanza en bombas, que veremos más adelante, si se conocen para una bomba dada, sus curvas características correspondientes a una velocidad  $n$ , pueden conocerse las curvas características para una velocidad cualquiera para la misma bomba y para todas las semejantes u homólogas. Las curvas así definidas son por tanto "características" del funcionamiento de la bomba y de toda la familia de bombas homólogas, a diferentes velocidades.

Las curvas se obtienen en un banco de pruebas, haciendo que, para una determinada velocidad, circulen una serie de caudales que se miden y midiendo para cada uno los valores de  $H$ ,  $N$  y  $\eta$ . En el caso de grandes bombas se admite el ensayo sobre modelos a escala reducida, trasladándose los resultados al prototipo mediante las leyes de semejanza.

Esta curva de la altura manométrica desarrollada por la bomba en función del caudal se llama también curva de estrangulamiento por que se obtiene disminuyendo escalonadamente la sección de paso de la válvula de compuerta a la salida de la bomba, al comienzo de la impulsión.

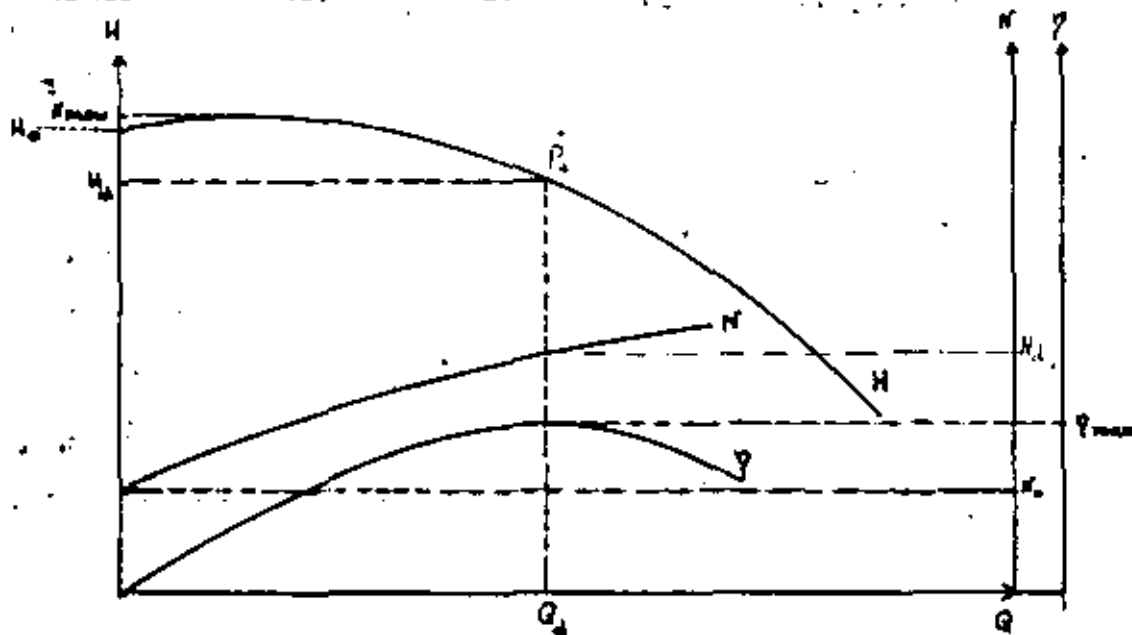


Fig. 14  
(Bomba centrífuga variable con curva de potencia subcúbica)

Según vimos, la diferencia de energía específica entre la salida  $s$  y la entrada  $e$  de la bomba, es la altura útil suministrada por la bomba, de forma que

$$H = (z_s - z_e) + \frac{P_s - P_e}{\gamma} + \frac{V_s^2 - V_e^2}{2g}$$

Esta ecuación permite conocer  $H$  midiendo los supandos del segundo miembro en la forma que luego veremos.

Por tanto, haciendo que por la bomba circulen distintos caudales, midiendo estos caudales y midiendo  $H$  para cada uno; se tendrá una serie de puntos  $(Q, H)$  y en definitiva la curva  $H - Q$  (figura 11).

#### Característica $N - Q$

Esta curva es generalmente creciente para valores de  $Q$ . Se obtienen midiendo  $N$  para cada caudal y en definitiva se va a tener así una serie de puntos  $(N, Q)$  que permiten dibujar la curva.

#### Características $\eta - Q$

Por último, con los valores de  $H$  y  $N$  medidas para cada  $Q$ , puede conocerse el rendimiento  $\eta$

$$\eta = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{N}$$

Se obtiene así una curva por puntos que partiendo del origen va aumentando su ordenada hasta alcanzar un máximo correspondiente a  $Q_d$  (caudal de diseño), disminuyendo luego para  $Q > Q_d$ .

### Medida de velocidad, altura manométrica, potencia y caudal

#### 1) Medida de velocidad.

Se utiliza taquímetros, estroboscopios, cuentavueeltas cronométricas o cuentavueeltas ordinarias y cronometro.

#### 2) Medida de altura manométrica

Los términos  $\frac{V_s^2}{2g}$  y  $\frac{V_e^2}{2g}$  son fáciles de determinar conociendo el caudal y los diámetros  $D_s$  y  $D_e$  de las secciones normales en que se instalan las tomas de presión

$$V_s = \frac{Q}{S_s} \quad \text{con} \quad S_s = \frac{\pi D_s^2}{4}$$

$$V_e = \frac{Q}{S_e} \quad \text{con} \quad S_e = \frac{\pi D_e^2}{4}$$

Si se instala un manómetro diferencial entre la aspiración y la impulsión de la bomba, se tendrá directamente la diferencia de cotas piezométricas.

$$\left( Z + \frac{P}{\gamma} \right)_s - \left( Z + \frac{P}{\gamma} \right)_e$$

Si se utilizan manómetros metálicos se tendrá los valores de  $P_s$  y  $P_e$  y la diferencia  $Z_s - Z_e$  es igual a la diferencia de cotas de los centros de las escalas circulares.

En caso de que se desee expresar separadamente las alturas de aspiración e impulsión hay que referirlas ambas a un mismo plano horizontal de comparación que es:

- Para una bomba de eje horizontal: el plano horizontal que contiene al eje de la bomba.

- para una bomba de eje vertical  $\pm$  el plano horizontal definida por el constructor y que puede ser bien el del punto superior de la arista de entrada de los alabes del primer rodete, el que pasa por la entrada al "oido" del primer rodete, o el que pasa por la entrada de la brida de aspiración o bien el plano medio del primer rodete si tiene doble entrada, etc.

### 3) Medida de potencia

En un laboratorio se dispone de máquinas especiales que permiten determinar de manera precisa la potencia transmitida por el motor a la bomba ( dinamómetro de torsión, motor-freno montado en balanza o motor dinamométrico, motor calibrado del que se conoce el rendimiento en cualquier régimen de marcha, medidor de par, etc... )

En una instalación existente, no se puede medir fácilmente más que la potencia absorbida en los bornes del motor y suele ser suficiente esta potencia por que lo que en realidad lo que verdaderamente interesa es el rendimiento del grupo motobomba; pero si se desea conocer la potencia realmente absorbida por la bomba, es necesario conocer el rendimiento del motor a los distintos regímenes de funcionamiento, dato a suministrar por el constructor.

### 4) Medida de caudal

En laboratorio se pueden emplear numerosas métodos de aforo en función del valor del caudal: vertedero para grandes caudales, venturi, diafragmas, volumétrica o gravimétrica etc..

En el caso de una instalación existente, se puede medir el caudal volumétricamente utilizando el depósito en el que desagüe la bomba y haciendo la medida durante un tiempo suficientemente largo. Asimismo se pueden utilizar los aparatos de medida que eventualmente existan en la estación de bombeo ( venturi, contador, etc... ).

Hay dos métodos rápidos utilizables sobre el terreno cuando no se dispone de aparatos más precisos y cuando no se busca una gran precisión en la evaluación del caudal. La aproximación de ambos es de un 5% .



A) La extremidad de la tubería de impulsión esta provista de un tubo rígido, recto y horizontal de una longitud mínima de 1 m., que desagua en la atmosfera ( figura 15 )

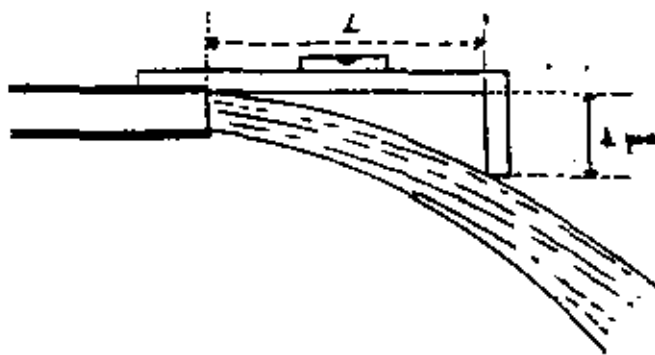


Fig. 15

$$Q = 3.9 \cdot S \cdot L$$

L en dm.

S sección de la tubería en  $\text{dm}^2$

Q en l/seg.

Se puede construir una escuadra que tenga un lado de exactamente un pie, pudiendo graduarse directamente el otro lado con el caudal. Una escuadra para cada diámetro.

B) Igualmente se puede disponer el tubo verticalmente y medir la altura, h, alcanzada por el chorro, siendo en este caso

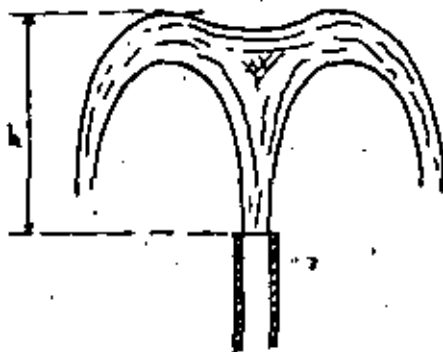


Fig. 16

$$Q = 11.4 \cdot D^2 \cdot \sqrt{h}$$

Con Q en l/seg

D diámetro del tubo en dm.

h altura en dm.

#### Realización de ensayos en un banco de pruebas

En la práctica, para una velocidad dada, el ensayo se comienza por el punto a caudal nula ( válvula de estrangulamiento cerrada ), después se abre progresivamente la válvula y se anota para cada abertura, la velocidad de la bom

Las medidas generalmente se refieren a un rodete de 1 m de diametro y a una velocidad constante  $n_1$  dada, utilizando las leyes de semejanza.

Supongamos por ejemplo,  $Q_1$ ,  $H_1$  y  $n_1$ , los valores obtenidos para un punto del ensayo de una bomba cuyo rodete tiene un diametro  $D$ .

Las leyes de semejanza permiten escribir

$$\frac{Q}{Q_1} = \lambda^3 \quad \frac{n}{n_1} \quad \text{y} \quad \frac{H}{H_1} = \lambda^2 \left( \frac{n}{n_1} \right)^2$$

con  $\lambda = D \left( = \frac{D}{D_1} = \frac{D}{1} \right)$

Por tanto para  $n_1$

$$Q_1 = \frac{n_1}{n} \cdot \frac{Q}{D^3} \quad \text{y} \quad H_1 = \left( \frac{n_1}{n} \right)^2 \frac{H}{D^2}$$

puediendose tratar asi la curva  $H_1 = f(Q_1)$  que es válida para toda la familia de bombas semejantes. Análogamente se procede para las características de potencia y rendimiento.

### Ensayos de control de una instalación existente

Para cada abertura de la válvula de estrangulamiento se mide

- La velocidad de giro  $n$  (r p m).
- la potencia en los bornes del motor (kw);
- la diferencia de cotas geométricas entre las tomas de presión
- el caudal
- las secciones en que se sitúan las tomas de presión
- las presiones a la entrada y salida de la bomba

Deduciendose los siguientes resultados :

- las velocidades medias en las secciones de toma de presión
- la altura manométrica suministrada por la bomba
- el rendimiento de la bomba

$$\eta = \frac{Y \cdot Q \cdot H}{\eta' \cdot N}$$

Siendo  $\eta'$  = rendimiento del motor para el regimen de marcha del ensayo, o el rendimiento global del grupo

$$\eta_g = \frac{Y \cdot Q \cdot H}{N}$$

Generalmente se hara a una sola velocidad  $n$ , la que corresponde a las condiciones de instalación; pero si la velocidad variara ligeramente de un caudal a otro se referiran los resultados experimentales a la velocidad uniforme  $n$  aplicandó las leyes de semejanza.

$$Q_n = Q_{n'} \cdot \frac{n}{n'}$$

$$H_n = H_{n'} \cdot \left(\frac{n}{n'}\right)^2$$

$Q_{n'}$  y  $H_{n'}$  : medidas hechas a la velocidad  $n'$

$Q_n$  y  $H_n$  : valores correspondientes a la velocidad  $n$ .

De hecho, teniendo en cuenta el carácter aproximativo de las leyes de semejanza, estas reglas solo son rigurosamente aplicables si la velocidad  $n'$  difiere como máximo en 5% de  $n$ . En particular, si  $n' < 0.95 n$ , el caudal disminuye en la misma proporción y las condiciones de aspiración no serán las mismas, de manera que ciertas perturbaciones eventuales, inherentes a estas condiciones, cavitación por ejemplo, son eliminadas y, por ello no habrá que tenerlas en cuenta durante el ensayo.

Durante los ensayos, evidentemente se pueden controlar las demás prescripciones del pliego de condiciones, como por ejemplo: funcionamiento de los dispositivos antiarriete, consumo de energía por  $m^3$  elevado, verificación del buen funcionamiento de los reles en caso de descebado, averías eléctricas, etc.

#### Comentario a las curvas características

La curva  $H - Q$  para  $Q = 0$  da un valor de  $H_0$  que representa la altura engendrada a caudal nulo y que en la práctica corresponde al cierre total de la válvula de compuerta, aguas arriba de la cual se establece una presión equivalente a la altura  $H_0$  que es registrada por el manómetro a la salida de la bomba. El rodete trabaja así en "agua muerta", suministrando el motor una potencia  $N_0$  y siendo el rendimiento de la bomba cero puesto que el caudal lo es. En estas condiciones toda la energía suministrada por el rodete se va a transformar en calor no debiendo prolongarse mucho tiempo esta situación. El caudal correspondiente a  $H = 0$  se llama caudal máximo a chorro libre.

Al ir abriendo gradualmente la llave, comienza la elevación de agua ascendiendo ligeramente la curva  $H - Q$  hasta alcanzar un máximo a partir del cual desciende. La porción de curva  $H - Q$  comprendida entre su punto inicial  $H_0$  y el  $H_{max}$  es la rama ascendente que delimita una zona de turbulencia en la que el funcionamiento puede ser en algunos casos inestable, y la bomba trabaja con pequeños caudales que facilitan la formación de torbellinos en la corriente. En este tramo la potencia y el rendimiento crecen con el caudal.

En la rama descendente, a partir de  $H_{max}$ , se establece la circulación uniforme en la bomba y se tiene una zona estable o de regulación por estrangulamiento en la que cuando  $H$  aumenta  $Q$  disminuye y viceversa, lo que como luego veremos permite la autoregulación del suministro.

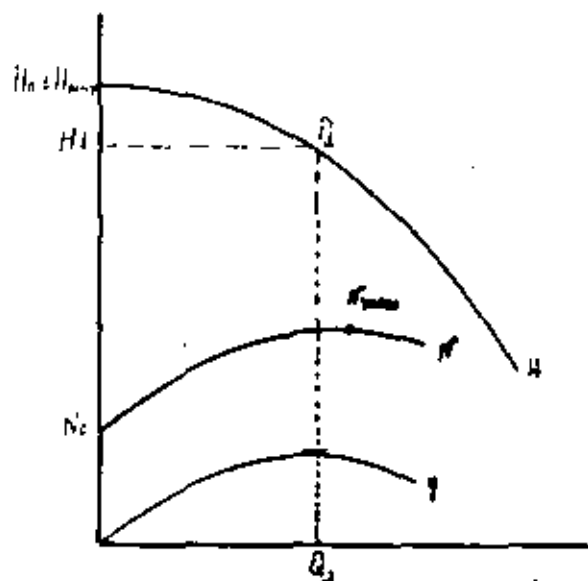
En esta rama descendente, al aumentar  $Q$  aumenta  $N$  y  $\eta$  y este último lo hace hasta un valor máximo  $\eta_{max}$  que corresponde a los valores  $Q_j$  y  $H_j$  para los que se ha diseñado la bomba. A partir de  $Q_j$ ,  $H$  y  $\eta$  siguen disminuyendo; pero  $N$  generalmente sigue aumentando. Por este motivo por ejemplo, si una bomba esta extrayendo agua de un pozo con  $Q = Q_j$  y el nivel en este sube excesivamente, la bomba aumentará el caudal, puesto que disminuye  $H$ , y en consecuencia aumenta  $N$  y si el motor no está calculado para esta mayor potencia trabajará con sobrecarga y quedará expuesto a sufrir averías, aparte de que se produce un mayor consumo de energía. Ello se puede evitar estrangulando la válvula de compuerta de manera que al aumentar las pérdidas, aumente  $H$ , disminuya  $Q$  y también  $N$ . La situación también puede resolverse, en algunos casos, cambiando el rodete por otro de menor diámetro.

Como la gran mayoría de bombas trabajan con alturas variables, lo interesante no es tener un rendimiento elevado para una de ellas ( $H_j$ ), sino que al variar  $H$ , dentro de ciertos límites,  $\eta$  sea siempre la mayor posible. Por este motivo para elegir una bomba que vaya a trabajar en regimenes variables interesa conocer las curvas características de su comportamiento y no solo los valores correspondientes al punto de diseño que son los que aparecen en los catálogos comerciales.

Interesa también por lo que hemos visto antes, bombas en las que el punto correspondiente a  $H_{max}$  esté lo más cerca posible del eje de ordenadas e incluso en el mismo eje. Así toda la rama  $H - Q$  será descendente y estable. Las bombas estables presentan este tipo de curva  $Q-H$  y además tienen generalmente el punto  $N_{max}$  muy proximo al  $\eta_{max}$ , lo que impide que el motor se sobrecarge.

Además en la rama estable se produce la autoregulación del gasto, ya que si, por ejemplo, el caudal disminuye respecto al necesario, la altura desarrollada

va a aumentar, contribuyendo a aumentar la velocidad del agua, es decir el caudal.



(Bomba centrífuga, véase con curva  $N_2$  en el anexo)

Figura 17

pequeñas variaciones de  $Q$ , propiedad interesante para pozos con grandes variaciones de nivel.

Las bombas helicoidales y las de hélice son siempre bombas estables y en estas últimas las curvas características son algo distintas a las centrífugas.

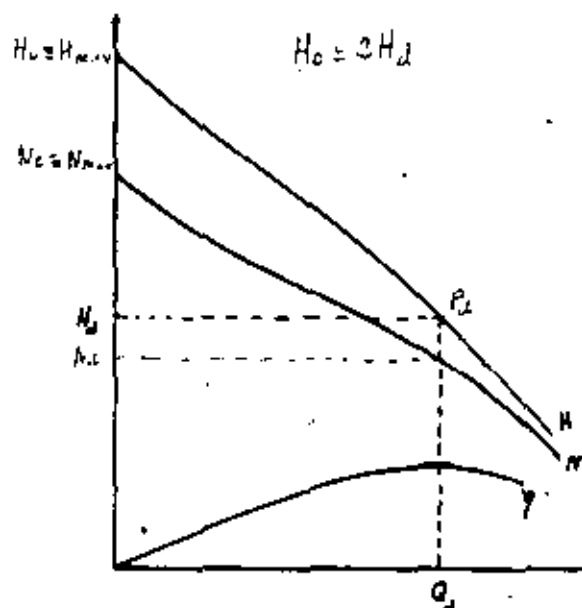


Figura 18

(Bomba de hélice)

Ello se consigue fundamentalmente con el trazado de los alabes (número y ángulo  $\beta_2$ ), con la penetración de los alabes en el ojo del rodete y con la velocidad específica  $n_q$ .

En general, jugando con estas variables pueden tenerse ventajas especiales para condiciones de funcionamiento particulares. Así por ejemplo una curva  $H-Q$  aplana permite una amplia variación de  $Q$  con poca variación de  $H$ , característica interesante en las bombas contra incendios.

Una curva  $H-Q$  con rama estable inclinada, permite grandes cambios de  $H$  con

La curva  $H-Q$  es siempre descendente, siendo la altura de diseño aproximadamente la mitad de la altura máxima que es la correspondiente a caudal nulo.

Al contrario que en las bombas centrífugas, la potencia disminuye al aumentar el caudal, de forma que la potencia máxima corresponda a caudal nulo. El motivo de que aumente la potencia al disminuir el caudal se debe a que los rodets de hélice aun girando con caudal nulo dan lugar al movimiento de una gran masa de agua entre los álabes.

Dado también que la potencia no aumenta con el caudal, no es necesaria la existencia de una válvula de compuerta como en las centrífugas y la regulación del caudal, en los casos que sea necesario, debe hacerse modificando la orientación de los álabes que son ajustables o variando el número de revoluciones.

Por otra parte, la potencia de puesta en marcha, es decir a caudal nulo, puede llegar a ser el doble de la potencia a caudal normal, siendo frecuentes valores de un 20% a un 40% más, lo que exige que los motores eléctricos de accionamiento se dimensionen adecuadamente.

### Curva característica de la conducción

Hasta ahora hemos estudiado las propiedades de una bomba aislada, independiente de la red a la que abastece.

El problema práctico que se presenta es saber como se comportara esta bomba cuando abastezca a una conducción o red de conducciones dadas.

Para poder tratar este problema, es preciso, después de haber estudiado las propiedades de la bomba, estudiar algunas propiedades de la conducción y así tratar el problema completo del comportamiento del sistema. Por ello vamos a establecer y definir la curva característica de una impulsión y luego examinaremos como se comportará una bomba trabajando en una red más o menos compleja de conducciones.

Para que por la conducción prevista, de longitud  $L$ , diametro  $D$  y rugosidad  $K$ , circule un caudal  $Q$ , es necesario que la bomba aporte una energía  $H$  (altura manométrica).

$$H = H_g + \sum h.$$

$H_g$  = altura geométrica a salvar

$\sum h$  = pérdidas en la conducción

Las pérdidas a caudal constante dependen de la conducción y para una determinada conducción dependen del caudal circulante. Pueden expresarse como:

$$\sum h = \frac{0'0826 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{D^5} + \frac{0'0826}{D^4} \cdot \sum K \cdot Q^2$$

o lo que es lo mismo

$$\sum h = m L Q^2 + m' \sum K \cdot Q^2 = (mL + m' \sum K) Q^2$$

resultando

$$H = H_g + (m_a L_a + m_i L_i + m'_a \sum k_a + m'_i \sum k_i) Q^2 = H_g + K \cdot Q^2 \quad (2)$$

ecuación que da la altura manométrica de elevación en función del gasto, siendo  $k = k(Q, D)$

Para  $D$  variable, la expresión (2) representa una familia de parábolas.

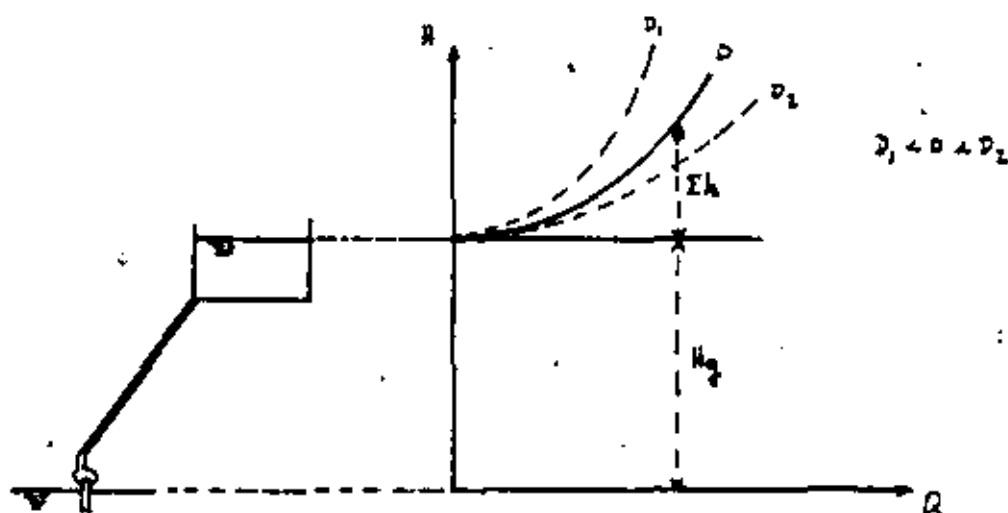


Fig. 19

Para  $D$  constante, es una parábola de eje vertical con la concavidad hacia arriba cuyo vértice tiene una ordenada  $H_g$  (figura 19). La parábola será tanto más aplanaada cuanto menores sean las pérdidas, es decir cuanto mayor sea el diámetro.



Si las alturas geométricas de aspiración e impulsión permanecen constantes en función del caudal, se obtiene una curva AB ( figura 20 ) cuya ordenada es en cada punto la suma de la altura geométrica de elevación y de las pérdidas.

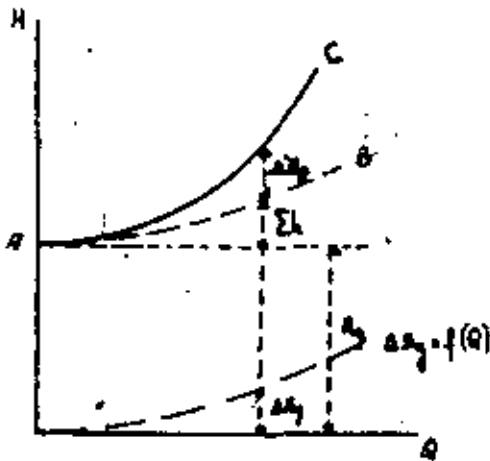


Fig. 20

Si la altura geométrica de elevación varía con el caudal ( el caso, por ejemplo de un pozo en el que el nivel del agua baja. cuando aumenta el caudal bombeado ), la característica de la conducción será la curva AC cuya ordenada en cada punto es la suma de la altura variable de elevación y de la pérdida de carga igualmente variable.

Punto de funcionamiento de una bomba

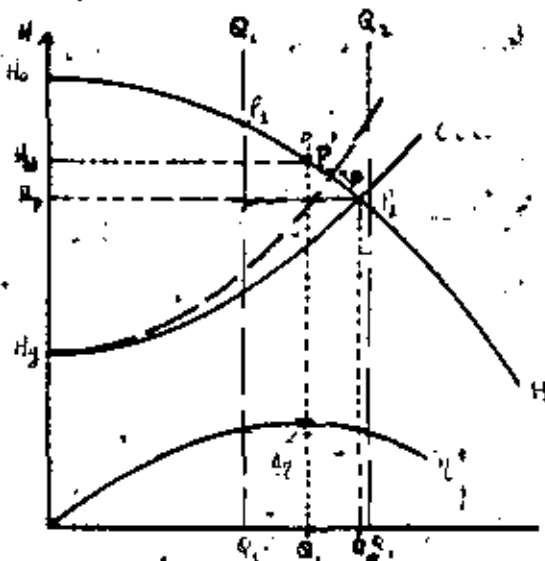


Figura 21

La intersección de esta curva característica con la curva H-Q de la bomba será el punto de funcionamiento o punto de trabajo de la bomba, P, ya que solo para  $Q = Q_p$  la altura desarrollada por la bomba iguala a la de la elevación proyectada.

Los valores de  $Q_p$  y  $H_p$  pueden coincidir o no con los de  $Q_0$  y  $H_0$ . Si lo hacen, entonces la bomba se adapta exactamente a las condiciones dadas; pero ella solo es verdaderamente importante cuando la bomba vaya a estar sometida a un régimen de trabajo constante.

Esto como antes dijimos no es lo corriente, por lo que lo verdaderamente importante es que la bomba vaya a trabajar siempre dentro de una zona óptima tal como la comprendida entre los caudales  $Q_1$  y  $Q_2$ , en la rama estable, entre los que puede regularse Q mediante estrangulación de la válvula, modificando la curva característica de la conducción pero sin que el nuevo valor de

$\eta$  difiera mucho del  $\eta'_{max}$

Mediante la estrangulación se cambia la curva característica de la conducción pues se aumentan las pérdidas de carga ( línea a trazos ), desplazándose el punto de funcionamiento a  $P'$  a lo largo de la curva  $H-Q$  de la bomba que permanece invariable si  $n$  no varía.

En este caso que hemos dibujado, como el valor de  $\eta$  correspondiente a  $Q_p$  está próximo a  $\eta'_{max}$  la bomba resulta adecuada para elevar  $Q_p$  a  $H_p$  y permite regular el caudal por estrangulación dentro de una gama de valores inferiores a  $Q_p$  para los cuales el rendimiento se mantiene suficientemente próximo a  $\eta'_{max}$ .

Por el contrario para valores de  $Q$  superiores a  $Q_p$ , la bomba ya no sirve puesto que no se puede regular por estrangulación ya que la curva característica de la tubería se desplazará hacia la izquierda ( mayores pérdidas ) y sin embargo el caudal se ha desplazado a la derecha. En este caso habría que utilizar una bomba de mayor potencia o aumentar el número de revoluciones pues en ambos casos la curva  $H-Q$  de la bomba se desplaza hacia arriba y el punto de funcionamiento hacia la derecha.

Punto de funcionamiento de una única bomba en una conducción única

A) Caso en que la altura geométrica de elevación no varía con el caudal.

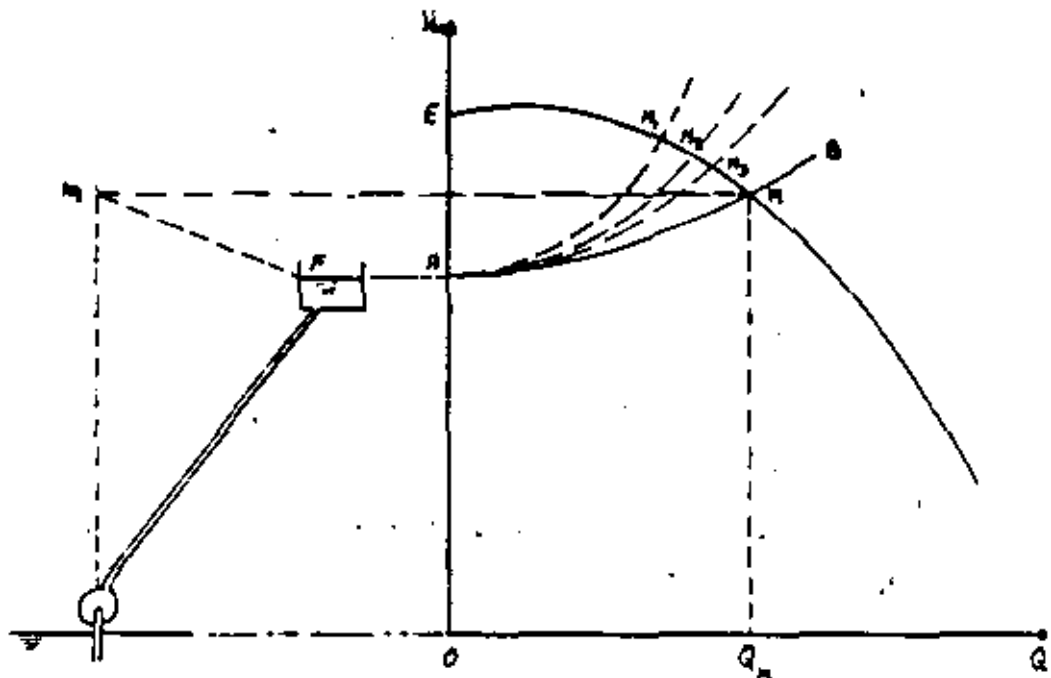


Figura 22

Si la válvula de compuerta está cerrada, al poner en marcha la bomba, esta funciona en agua muerta dando la altura a caudal nulo  $OE$ . La altura  $AE$  se emplea en aumentar la velocidad del agua a medida que se abre la válvula de compuerta. El caudal aumenta y el punto de funcionamiento pasa sucesivamente de  $E$  a  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ , etc..., correspondientes a las curvas características resultantes de la progresiva abertura de la válvula compuerta. El caudal aumentará mientras que la altura suministrada por la bomba sea superior a la exigida por la conducción cuya válvula está completamente abierta; es decir, justo hasta el punto  $M$  que corresponde a un régimen estable, ya que si, por ejemplo, el caudal se hiciera mayor que  $Q_M$ , la altura dada por la bomba sería inferior a la absorbida por la red lo que contribuiría a disminuir el caudal. La ordenada del punto  $M$  corresponde a la presión creada por la bomba y permite por tanto trazar la línea de niveles piezométricos  $mF$  de la tubería de impulsión.

B) Caso en que la altura geométrica de elevación varía con el caudal

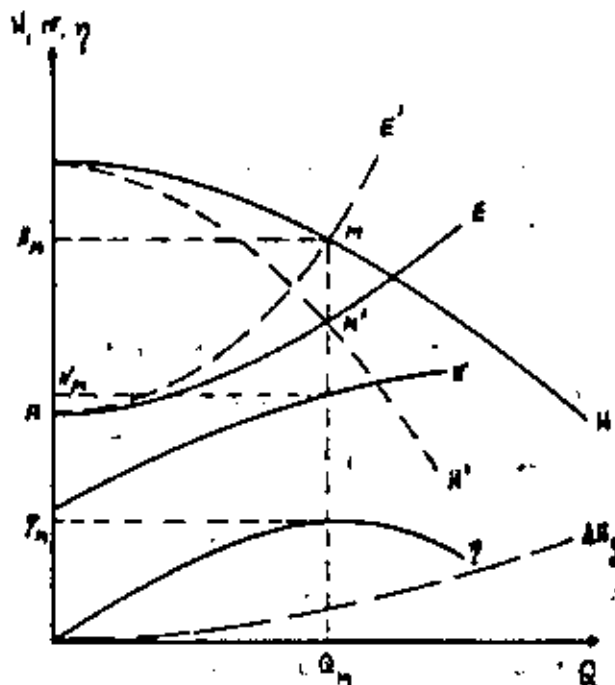


Fig. 23

En la figura 23 aparecen las tres curvas características de la bomba  $H$ ,  $N$  y  $\eta$ , y la de la conducción  $AE$  sin tener en cuenta la variación de la altura geométrica de elevación y la curva  $\Delta H_g = f(Q)$ .

El problema puede resolverse de dos formas.

B.1) Se traza la nueva característica de la conducción  $AE'$  cuya ordenada es la suma de las de  $AE$  y  $\Delta H_g$ . La curva  $AE'$  corta a la característica  $H$  en  $M$  que es el punto de funcionamiento buscado.

B.2) Se traza la curva  $H'$  cuya ordenada es la diferencia entre las de  $H$  y  $\Delta H_g$ . La curva  $H'$  corta a la característica  $AE$  en  $M'$  situado en la vertical de  $M$ . y este es el punto de funcionamiento buscado.

En cualquier caso, si se dispone de las características  $N$  y  $\eta$  se podrá conocer la potencia absorbida  $N_M$  y el rendimiento de la bomba  $\eta_M$ :

C) Caso en que en un punto  $K$  de la impulsión haya una acometida por la que deba derivarse un caudal  $q$  (figura 2H),

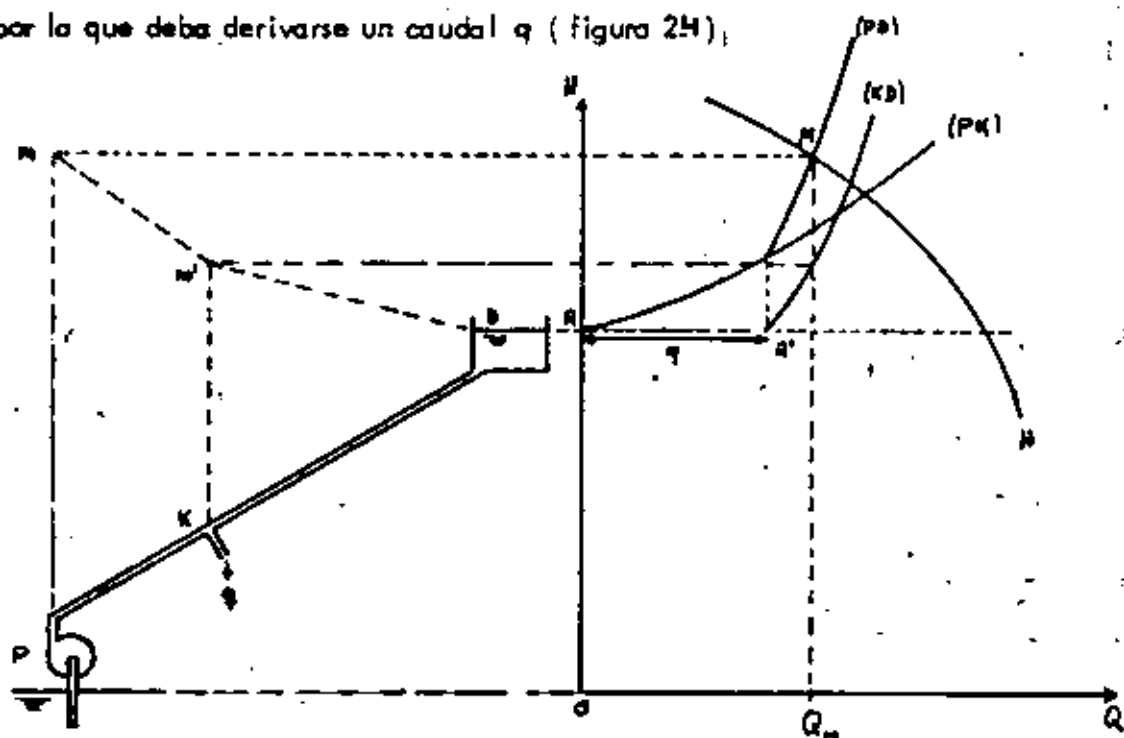


Fig. 2H

Ahora hay que trazar las características correspondientes a los tramos  $PK$  y  $KD$  de la tubería de impulsión por que en el caso más general tendrán distintos diámetros al ser distintos los caudales.

La correspondiente a  $PK$  tendrá una ordenada en el origen  $OA$  correspondiente a la altura geométrica de elevación.

La correspondiente a  $KD$  se traza a partir del origen  $A'$  desplazado hacia la derecha de  $A$  una distancia igual a  $q$  dado que el caudal en  $KD$  será inferior al de  $PK$  en  $q$ .

La característica del conjunto será la correspondiente a dos tuberías en serie en las que las pérdidas totales es la suma de las pérdidas en cada una. Se tiene así la característica (PD), que corta a la característica H de la bomba en M, punto de funcionamiento, a partir del cual es fácil trazar la línea de niveles piezométricos mm'D.

Punto de funcionamiento de una bomba que alimenta a una red compuesta de varias conducciones (figura 25)

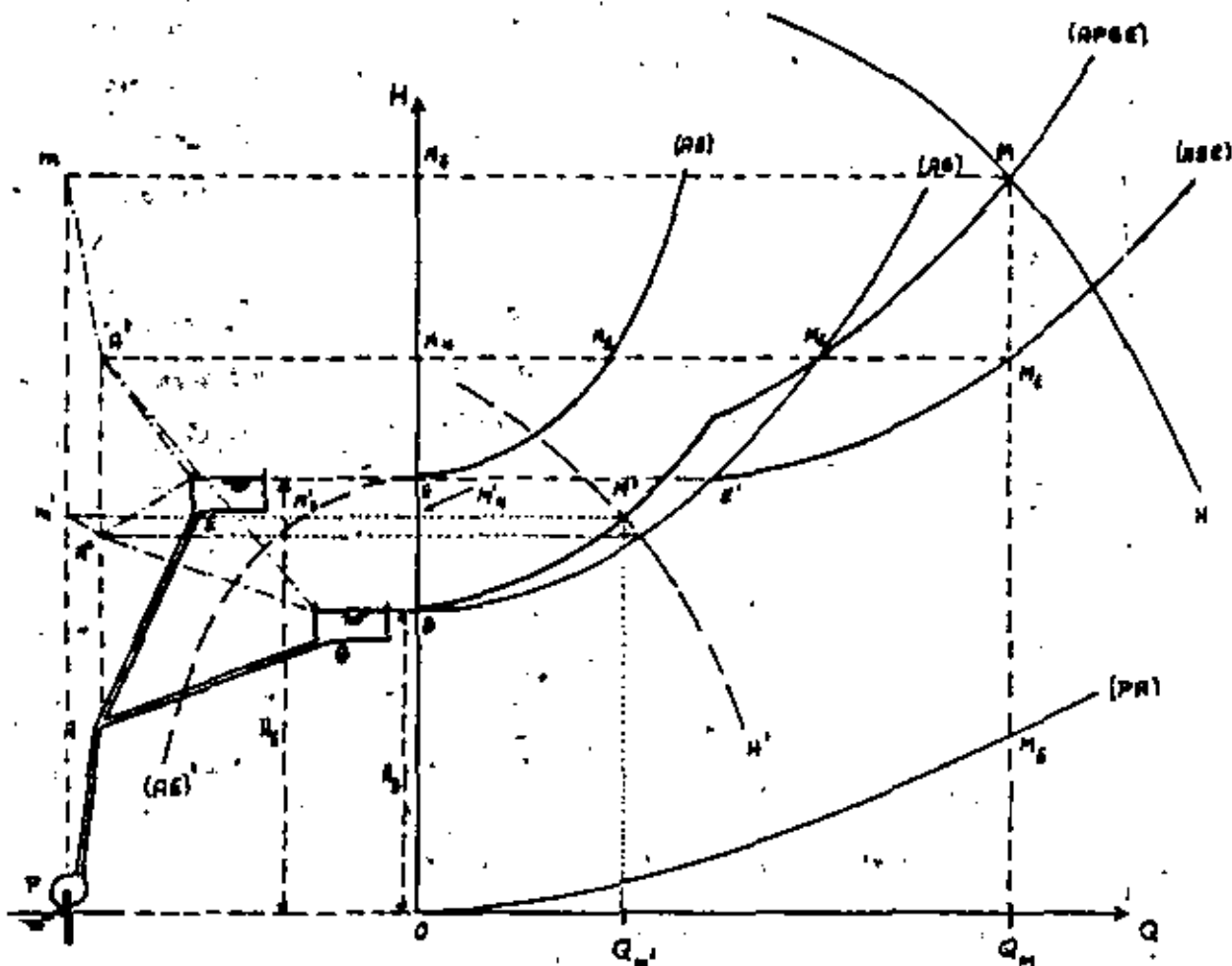


Fig. 25

Simplifiquemos el problema considerando solo una bifurcación. Sea una bomba P alimentando a una red con un tramo común PA que se bifurca en otros dos AB y AE que conducen el agua a unas cotas  $H_B$  y  $H_E$  por encima del nivel de aspiración.

Supongamos que  $H_B < H_E$  , y que no hay variación de alturas geométricas de elevación en función del caudal.

El punto de funcionamiento,  $M$  , se traza de la siguiente manera. Se dibujan las características de los tramos AB y AE tomando como ordenadas en el origen los valores  $OB = H_B$  y  $OE = H_E$  . Como estos dos tramos funcionan en paralelo, la característica resultante se obtendrá sumando las abscisas (caudales) de las características AB y AE , obteniéndose la característica ABE .

Se traza la característica del tramo PA , sin tener en cuenta la altura de elevación ya incluida en las anteriores curvas, y puesto que el tramo PA es en serie con el tramo equivalente a los dos en paralelo AB y AE , la característica del sistema se obtendrá sumando las ordenadas de las características PA y ABE con lo que se tendrá la APBE que corta a la característica de la bomba,  $H$ , en  $M$ .

Para obtener los caudales y pérdidas de carga en cada uno de los tramos se traza por  $M$  la paralela al eje de las  $H$  que corta a ABE en  $M_1$  y a PA en  $M_6$  . Por  $M_1$  se traza la paralela al eje de las  $Q$  que corta a AB en  $M_2$ , a AE en  $M_3$  y al eje de las  $H$  en  $M_4$  . Por último se traza por  $M$  la paralela al eje de las  $Q$  que corta al eje de ordenadas en  $M_7$  . Así se tiene:

$$\overline{M_4 M_1} = \text{caudal impulsado por la bomba, que circula por PA}$$

$$\overline{M_2 M_1} = \overline{M_4 M_3} = \text{caudal que circula por el tramo AE}$$

$$\overline{M_3 M_1} = \overline{M_4 M_2} = \text{caudal que circula por el tramo AB}$$

Asimismo por construcción se verifica que:

$$\overline{M_4 M_3} + \overline{M_4 M_2} = \overline{M_4 M_1}$$

lo que expresa el equilibrio de caudales en el nudo A

Respecto a presiones y pérdidas de carga se tiene

$$\overline{O M_7} = \overline{M_6 M} = \text{altura manométrica de elevación}$$

$$\overline{M_6 M_5} = \overline{M_1 M} = \text{pérdida de carga en el tramo PA}$$

$$\overline{E M_4} = \text{pérdida de carga en el tramo AE}$$

$$\overline{B M_4} = \text{pérdida de carga en el tramo AB}$$

Por último se comprueba fácilmente sobre la figura que

$$1) \overline{OE} + \overline{EM_4} + \overline{M_4M_7} = \overline{OM_7}$$

es decir:  $H_E + \text{pérdidas en AE} + \text{pérdidas en PA} = \text{pérdidas en PAE}$ .

$$2) \overline{OB} + \overline{BM_4} + \overline{M_4M_7} = \overline{OM_7}$$

es decir:  $H_B + \text{pérdidas en AB} + \text{pérdidas en PA} = \text{pérdidas en PAB}$ .

$$3) \overline{BE} + \overline{EM_4} = \overline{BM_4}$$

es decir:  $H_E - H_B + \text{pérdidas en AE} = \text{pérdidas en AB}$  (equilibrio de pérdidas a lo largo de la malla ficticia EAB).

Las líneas piezométricas serían las de la figura 25

Si las alturas geométricas de elevación variaran en función del caudal, bastaría como en el caso general visto, trazar la curva correspondiente  $\Delta H_g = f(Q)$  (y) sumar su ordenada a la de la curva PABE.

Podría haber ocurrido que la ordenada del punto de funcionamiento hubiera sido inferior a  $H_E$ , ello supondría que pasaría agua de E a B estableciéndose el flujo de E a A.

Analicamente ello equivale a considerar un caudal negativo en el tramo AE y para determinar gráficamente los nuevos caudales y la nueva línea de niveles piezométricos, se procede así:

Dibujar la curva simétrica de AE respecto del punto E. La distancia horizontal  $M_3M_4$  entre la curva (AE)' y el eje de las H es  $Q_{EA}$  y la línea de niveles piezométricos es la  $m'A''EB$ .

En cualquier caso si se conocen las características  $N$  y  $\eta$  se conocerá enseguida la potencia absorbida por la bomba y su rendimiento.

### Influencia del tipo de características de una bomba sobre el funcionamiento de la instalación elevadora.

Hemos visto ya el aspecto que pueden presentar las curvas de una bomba con  $\beta_2 < 90^\circ$  y como se determina el punto de funcionamiento. Veamos ahora la influencia de estas curvas sobre la explotación de la bomba desde el punto de vista de:

- 1) Estabilidad de marcha
- 2) Arranque de la bomba
- 3) Variación de las condiciones de bombeo

1) Estabilidad de marcha

Consideramos dos bombas de características (1) y (2) con el mismo punto de funcionamiento  $M$ , en una conducción de característica  $C$ .

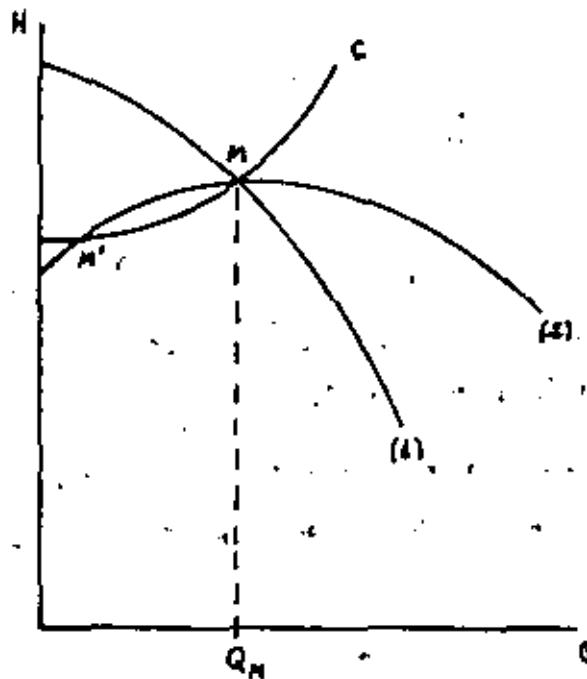


Fig. 26

El funcionamiento de la bomba de característica (1) será estable, por que si por ejemplo el caudal de la bomba es inferior a  $Q_M$ , la altura suministrada será superior a la requerida por la conducción y la diferencia se transformará en un aumento de velocidad y por tanto de caudal.

La característica (2) corta a  $C$  en dos puntos  $M$  y  $M'$  correspondientes a dos posibles puntos de funcionamiento de la bomba; pero así como el  $M$  corresponde a un funcionamiento estable,

no ocurre lo mismo con el  $M'$ . Si el caudal se hace superior a  $Q_{M'}$ , la altura creada por la bomba es superior a la exigida por la red, transformándose el exceso de presión en velocidad lo que contribuirá a aumentar más el caudal llegando hasta  $M$ . Por el contrario si el caudal se hace inferior a  $Q_{M'}$ , la altura creada por la bomba será inferior a la exigida por la red, la velocidad debe transformarse en presión lo que contribuirá a disminuir aun más el caudal llegando a  $Q = 0$  y funcionando en agua muerta sin poder arrajar caudal sobre la conducción.

Por otra parte si los dos puntos  $M$  y  $M'$  están suficientemente próximos, lo que ocurrirá cuando la característica de la red corte a la de la bomba bajo dos ángulos pequeños, el régimen de funcionamiento de la instalación es



muy sensible a pequeñas variaciones de presión estática, velocidad de giro, pérdidas de carga en la red y en particular si la red es de conducciones flexibles, la elasticidad de estas amplía la importancia del fenómeno. En estos casos el punto de funcionamiento salta bruscamente de  $M$  a  $M'$  e inversamente, lo que se traduce en bruscas variaciones de caudal y consiguientemente en golpes de ariete.

## 2) Arranque de la bomba

La bomba de características (1) arrancará sin dificultad con la válvula de compuerta cerrada, porque en estas condiciones ("agua muerta") la altura creada por la bomba es mayor que la exigida por la red. La diferencia se transforma en velocidad y a medida que se va abriendo la válvula compuerta el punto de funcionamiento va desplazándose hacia  $M$ .

En cuanto a la bomba de características (2), la ordenada en el origen es inferior a la altura de elevación, por lo que la puesta en marcha de esta bomba es imposible. Para que la bomba pueda empezar a suministrar caudal es necesario que la altura que crea a caudal nulo sea superior a la altura geométrica de elevación, lo que con una bomba dada solo es posible disminuyendo la altura de elevación. Ello se puede conseguir mediante un by-pass (fig. 27), que im-

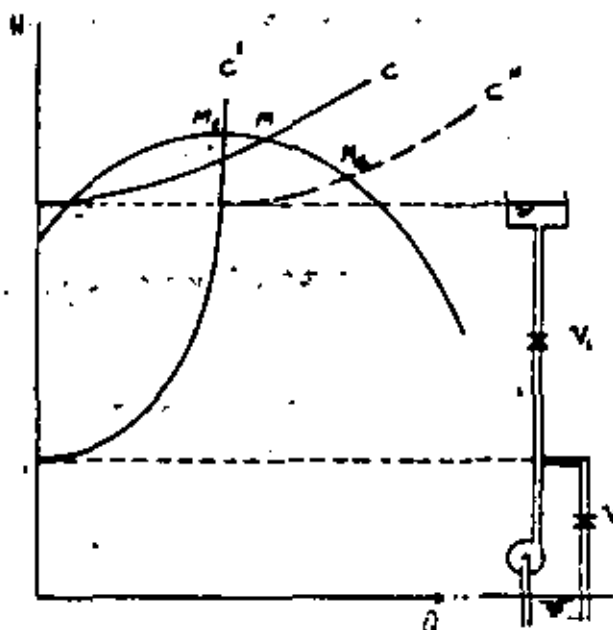


Fig. 27

plique una pequeña altura geométrica de elevación y una gran pérdida de carga (pequeño diámetro). La curva característica del by-pass es  $C'$  y la característica del conjunto con el by-pass será la  $C''$ . La operación de puesta en marcha sería la siguiente:

Con  $V_1$  cerrada la bomba alimenta solo al by-pass, siendo el punto de funcionamiento estable,  $M_1$ . Al abrir progresivamente  $V_1$ , el punto de funcionamiento se trasladará

a  $M_2$  funcionando el by-pass en paralelo con la conducción principal.

Cerrando progresivamente  $V_2$  el punto de funcionamiento se desplazará de  $M_2$  a  $M'$ . Toda la operación debe realizarse lo más lejos posible de  $M'$ .

Una bomba de este tipo presentara problemas en su puesta en marcha en caso de automatización.

#### Acoplamiento de bombas en paralelo.

Varias bombas estan acopladas en paralelo cuando cada una de ellas alimenta por separado a la tubería de impulsión que es única y común. Cada bomba puede trabajar independientemente del resto pudiendo funcionar simultáneamente cualquier número de ellas de forma que cada una aporte el caudal que le corresponde según su curva característica pero todas han de dar la misma altura.

Este acoplamiento es útil cuando se necesita un caudal variable con el tiempo, como podría ocurrir en un riego a la demanda en el que los caudales a suministrar pueden ser muy distintos en un corto intervalo de tiempo. Sin llegar a casos tan extremos y aun debiendo utilizar un caudal constante, muchas veces es preferible en instalaciones de riego instalar por ejemplo dos bombas que den un caudal  $Q/2$  a una altura  $H$  en vez de una bomba que suministre  $H$  y  $Q$ . Se tiene así una mayor flexibilidad de uso, se aminora el riesgo de falta de servicio por una avería, son más manejables los grupos y suele mejorarse el rendimiento de la instalación.

Las características de funcionamiento de este sistema pueden verse, simplificado el caso, suponiendo solo dos bombas y además idénticas.

Supongamos, fig. 28, que la curva característica de la red es la  $CC$  y las de las bombas la  $CB$ .

La curva característica del conjunto de ambas bombas se obtendrá sumando para cada  $H$  (igual en ambas) los valores de  $Q$ .

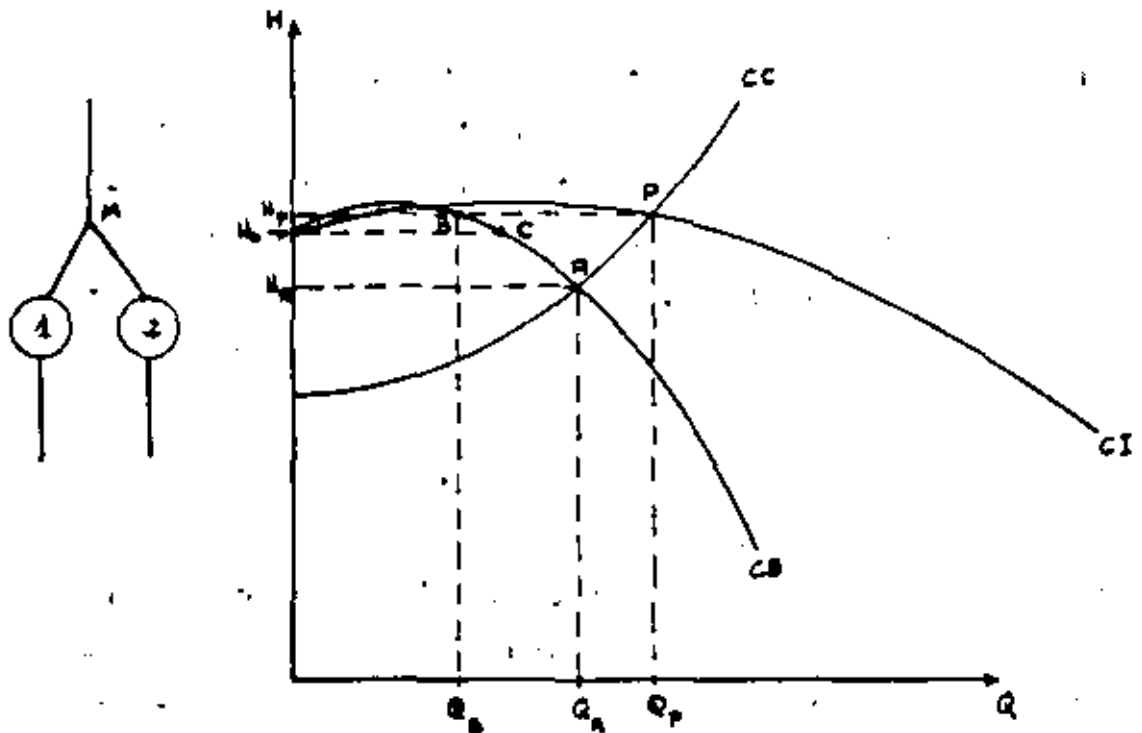


Fig. 28

Si solo funcionara una bomba, el punto de funcionamiento sería el A, elevando un caudal  $Q_A$  a la altura manométrica  $H_A$ ; pero si funcionan las dos simultáneamente, el punto de funcionamiento es P y se eleva un caudal  $Q_P$  a una altura  $H_P$  que será igual en ambas bombas siendo ahora B su punto de funcionamiento de manera que cada una eleva un caudal  $Q_B$  a una altura  $H_P$ .

Debe cumplirse que  $Q_P = 2 Q_B$  y al ser  $Q_A > Q_B$ , el caudal  $Q_P$  que dan ambas es inferior al doble del que daría una trabajando sola ( $Q_A$ ). Dos bombas acopladas en paralelo suministran un caudal mayor del que suministraría una cualquiera de ellas; pero este caudal  $Q_P$  es inferior a la suma de las darían ambas, sobre la misma conducción funcionando aisladas.

En un acoplamiento de bombas en paralelo pueden presentarse problemas de funcionamiento.

4) Una bomba no puede entrar en funcionamiento, cuando las demás lo estén o no ser que se cumplan determinadas condiciones.

Cuando trabaja una sola bomba, el punto de funcionamiento es A y la presión en todo el tramo 1M2 es prácticamente  $H_A$ . Si ahora se pone en marcha la otra bomba con su válvula de compuerta cerrada, aguas arriba de esta válvula se establecerá la presión  $H_0$  correspondiente a caudal nulo.

Si  $H_0 > H_A$ , al abrir ligeramente la válvula de compuerta, la presión en  $M_2$  va a aumentar con lo que la bomba que esta en marcha disminuirá su caudal, desplazándose el punto A hacia el B. Por otra parte al ir abriendo progresivamente la válvula, el caudal de la segunda bomba va aumentando desplazándose su punto de funcionamiento hacia B. Llega así un momento en que se logra el punto de equilibrio B. La bomba que estaba en marcha ha ido disminuyendo, su caudal y la conectada después lo ha ido aumentando.

Sin embargo si hubiera sido  $H_0 < H_A$ , el punto A habría estado a la izquierda del C ( $H_0 = H_C$ ) y no hubiera sido posible enganchar la segunda bomba, puesto que al abrir su válvula el flujo iría en sentido contrario al deseado, la presión a la salida de la bomba en marcha disminuye, su caudal aumenta lo mismo que la potencia y su motor trabaja con sobrecarga.

En definitiva, para poder enganchar una bomba es preciso que la presión que crea en agua muerta sea superior a la que existe en la red.

El inconveniente de que no pueda engancharse una bomba aumenta con el número de bombas, cuando estas no son estables y cuando las curvas características son distintas; pero quizás sea factible engancharlas todas sucesivamente si empiezo funcionando la de menor  $H_0$  y se van enganchar en orden creciente de  $H_0$ , orden que debe respetarse escrupulosamente en la explotación.

2) El funcionamiento de las bombas en paralelo puede ser más inestable que el de las bombas en funcionamiento solas. (fig. 29).

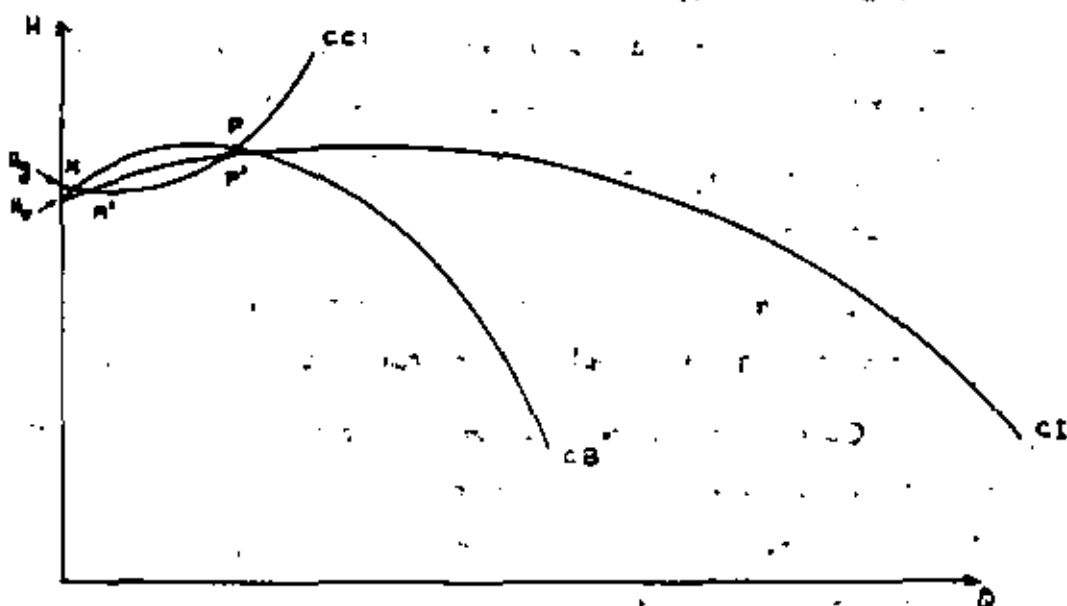


Figura 29

Los puntos de funcionamiento del conjunto están más próximos que los de cada bomba. La curva CI podría ser tangente a la CC con lo que la inestabilidad sería mayor e incluso podría ocurrir que no se cortaran con lo que al poner en marcha la segunda bomba, es decir, al sustituir la curva CB por la CI se producirá la parada total de la instalación.

: Además en la figura 29 se observa <sup>que</sup> el caudal correspondiente a P' es inferior al de P.

Evidentemente estos inconvenientes son específicos de aquellas bombas con rama ascendente, inconvenientes que desaparecen si la altura a caudal nulo es superior a la altura geométrica de elevación y si el punto de funcionamiento está sobre la rama descendente de la curva característica e incluso para más seguridad por debajo de  $H_0$ .

3) Puede que a alguna bomba solo le sea posible funcionar en agua muerta ( figura 30 ).

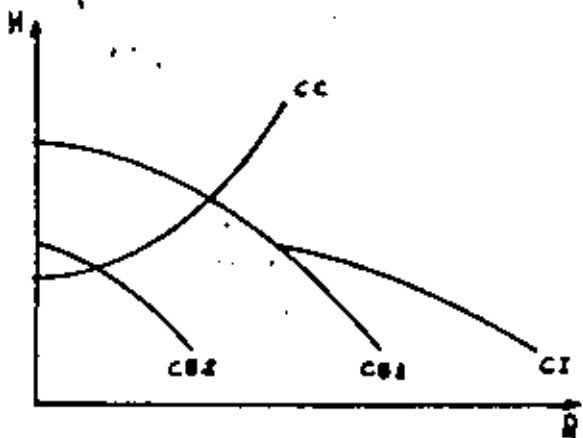


Fig. 30

El punto de funcionamiento de las dos bombas en paralelo es  $M'$ , por lo que solo la bomba CB1 da caudal, la CB2 funciona en agua muerta provocando un calentamiento del líquido que puede perjudicar a la bomba.

### Acoplamiento de bombas en serie

Varias bombas están acopladas en serie cuando están instaladas de manera que la impulsión de una constituye la aspiración de la siguiente, con lo que el caudal que circula por todas ellas es el mismo aumentando cada bomba la energía específica de la corriente.

Tiene interés en aquellos casos en que existiendo ya una instalación elevadora, es necesario por exigencias de consumo, una mayor presión (por ejemplo la sustitución de un riego de pie abastecido por un pozo, por aspersión), o cuando quiere llevarse el caudal a un punto más elevado. Asimismo en pozos muy profundos con un gran caudal a elevar, puede resultar complicada construir un motor de gran potencia y pequeño diámetro exterior (grupo buzo) y a veces se recurre a instalar más de un grupo buzo en serie a distintos niveles. En algunas circunstancias se adopta la solución de instalar en serie una bomba sumergida y una centrífuga horizontal en superficie.

La curva característica del conjunto,  $CI$ , se obtiene sumando para cada  $Q$  los valores de  $H$  de cada bomba,  $CB1$  y  $CB2$ . Si la característica de la conducción es  $CC$  (figura 34), el punto de funcionamiento será  $P$ , el caudal que mueve cada bomba es  $Q_p$  y dan las alturas manométricas  $H_1$  y  $H_2$ , siendo  $H_1 + H_2 = H_p$

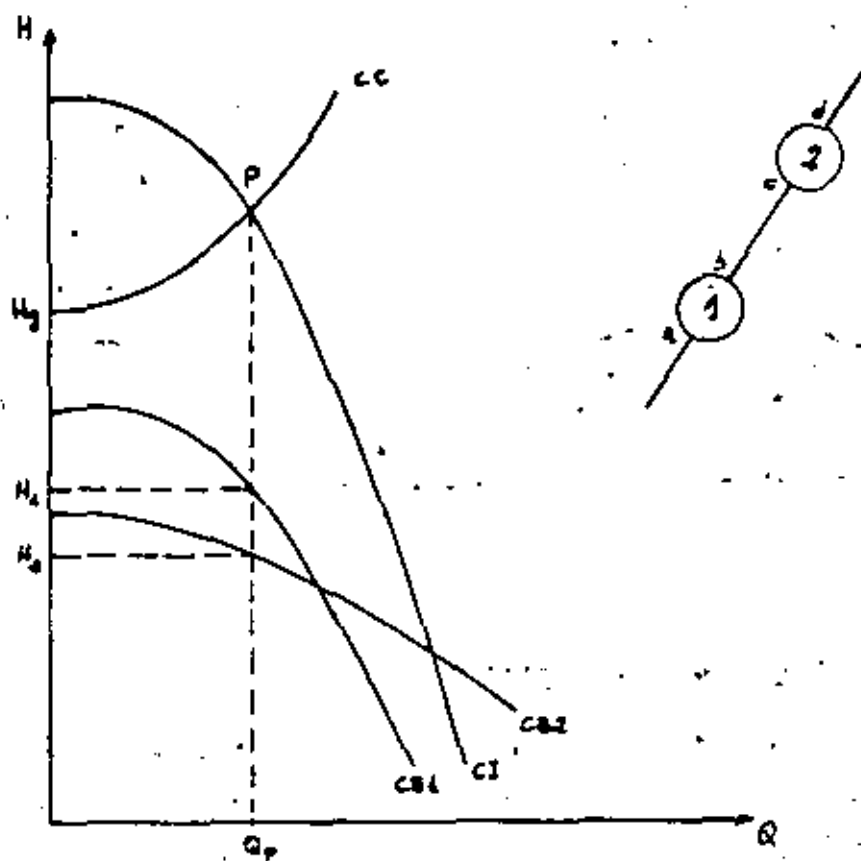


Fig. 34

La presión a la entrada de la segunda bomba es:

$$\frac{P_c}{\gamma} = H_b - z_c - \frac{v^2}{2g} - \Delta h; \Delta h = f(Q, L, D)$$

de aquí que la longitud del tramo b - c tenga que estar limitada en función de D y Q para que el (NPSH)<sub>d</sub> sea mayor que el (NPSH)<sub>r</sub> por la segunda bomba, en caso contrario se producirá la cavitación.

También desde el punto de vista práctico hay que asegurarse de que, caso de ser L<sub>bc</sub> pequeño, las bombas van a soportar la presión a que están sometidas, especialmente las últimas etapas de la serie..

Normalmente los fabricantes más serios dan para una bomba, las curvas características  $H(Q)$  y  $N(Q)$  para distintos velocidades de giro (figura 32) y además dan las curvas de isorrendimiento que como vimos son parábolas con vértice en el origen. Sin embargo en la realidad las curvas de isorrendimiento se desvían algo de las parábolas presentando la forma de elipses muy próximos a aquellas, salvo en las proximidades del origen donde no se cumplen

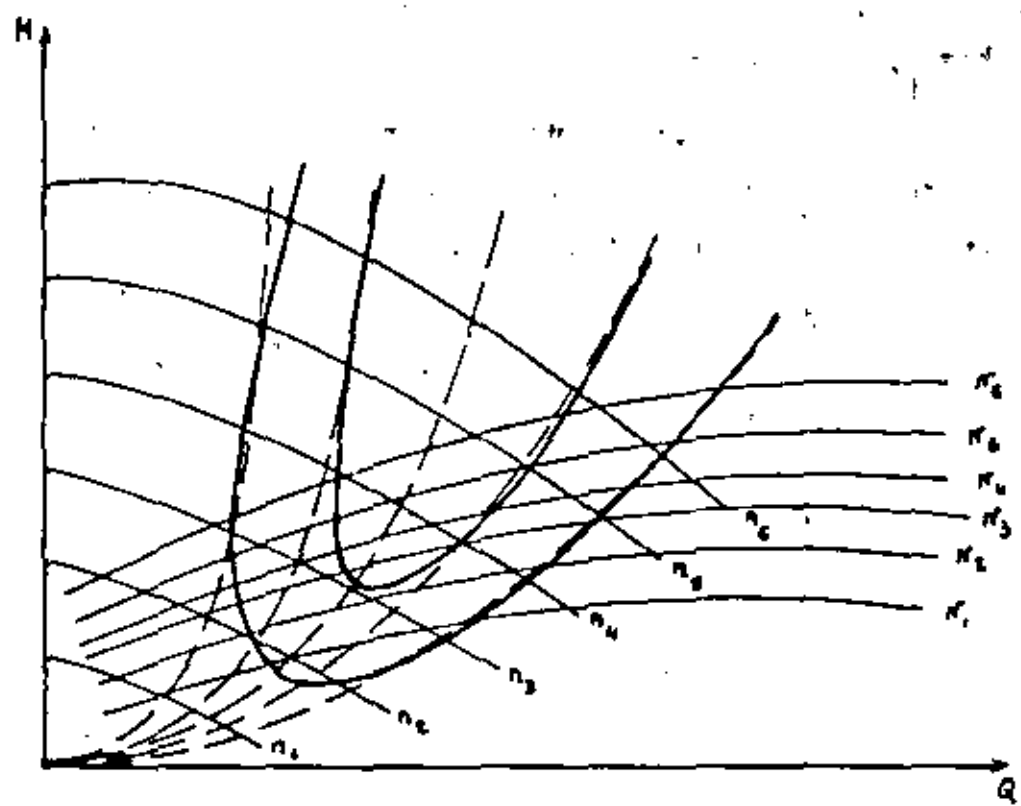


Fig. 32

las leyes de semejanza por que las pérdidas volumétricas y mecánicas no siguen estas leyes.

Estas curvas también se llaman curvas en colina, diagrama topográfico o colina de rendimientos, por que si en cada punto  $(H, Q)$  se levanta un segmento representativo del rendimiento, se obtendría una colina.

Esta red de curvas es muy importante por que permite conocer en cada punto de funcionamiento posible, la velocidad, el caudal, la altura, la potencia absorbida y el rendimiento.

A cada valor de  $n$  corresponde un valor máximo de  $\eta$  y el máximo de los máximos es el  $\eta_d$  correspondiente a los valores  $n_d, Q_d$  y  $H_d$ . Por ella si la bomba funciona con  $n \neq n_d$ , el  $\eta < \eta_d$



La evaluación de este factor permite predecir la ausencia o no de cavitación en la instalación que se proyecta. Responde a los iniciales en inglés de Net Positive Suction Head y viene dado por la expresión.

$$NPSH = \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} - h_v$$

siendo  $e$  la sección de entrada al rodete, en la brida de aspiración y  $h_v$  la altura representativa de la tensión de vapor.

El valor de esta expresión, es independiente de la bomba utilizada y solo depende de la tubería de aspiración. En efecto, supongamos una bomba como la de la figura 33 que se encuentra a una altura  $z_e$  sobre el nivel mínimo a elevar en el que la presión absoluta es  $P_0/\gamma$ .

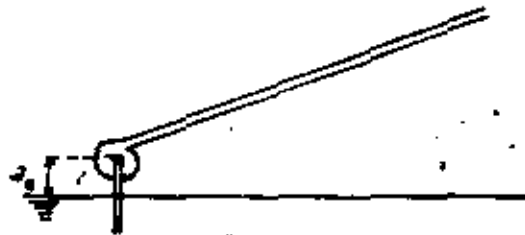


Figura 33

Aplicando Bernoulli entre el nivel de aspiración y la sección  $e$

$$\frac{P_0}{\gamma} = z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} + h_a$$

de donde

$$\frac{P_e}{\gamma} = \frac{P_0}{\gamma} - (z_e + \frac{V_e^2}{2g} + h_a)$$

y por tanto

$$NPSH = \frac{P_e}{\gamma} - z_e = h_a - h_v$$

y puesto que  $h_a = K Q^2$  queda en definitiva

$$NPSH = \frac{P_0}{\gamma} - z_e - h_v - K Q^2$$

Se trata de un valor disponible, que puede calcularse para una instalación dada y que solo depende de la tubería de aspiración.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\gamma} - z_e - h_v - K Q^2 = \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} - h_v$$

Representado en función del caudal corresponde a una parábola  $P_1$

(fig. 34)

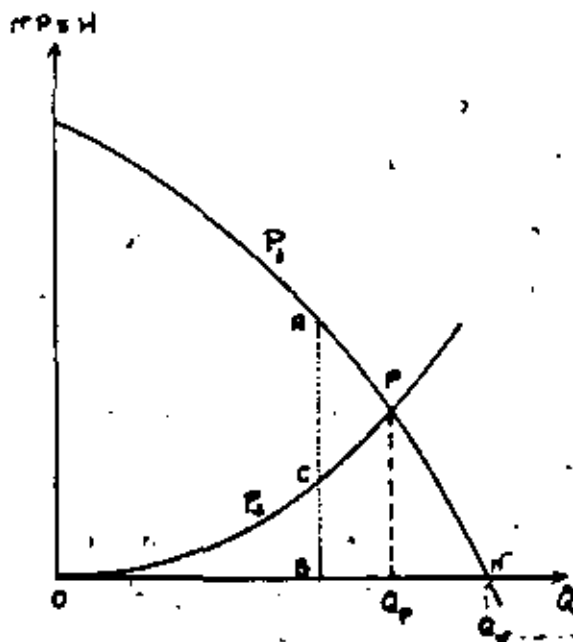


Fig. 34

El punto e no es donde se establece la menor presión en la trayectoria del líquido; sino que esto ocurre en un punto m interior a la bomba. Aplicando ahora Bernoulli entre e y m

$$Z_e + \frac{P_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} = Z_m + \frac{P_m}{\gamma} + \frac{V_m^2}{2g} + h_{em}$$

y, puesto que  $Z_e \approx Z_m$

$$\frac{P_e}{\gamma} = \frac{P_m}{\gamma} + \frac{V_m^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g} + h_{em}$$

Si ocurre que  $\frac{P_m}{\gamma} = h_v$ , en el interior de la bomba se producirá la cavitación, lo que corresponderá a una presión de entrada  $\frac{P'_e}{\gamma}$ . Es decir que la expresión anterior queda

$$\frac{P'_e}{\gamma} = h_v + \frac{V_m^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g} + h_{em}$$

y el NPSH requerida como mínimo para que no se produzca la cavitación será

$$NPSH_r = \frac{P'_e}{\gamma} + \frac{V_e^2}{2g} - h_v = \frac{V_m^2}{2g} + h_{em}$$

que para cada caudal depende única y exclusivamente de la bomba, debiendo ser suministrada por el fabricante.

La expresión anterior llevada a los mismos ejes que el  $NPSH_d$  corresponde a la parábola  $P_2$ , que corta a la  $P_1$  en  $P$ .

La relación entre  $NPSH_d$  y  $NPSH_r$ , define el comportamiento de la instalación respecto a la cavitación.

$$AB - CB = NPSH_d - NPSH_r$$

1º) Si  $Q < Q_p$ ;  $AB > CB$ ;  $\frac{P_e}{\gamma} > \frac{P'_e}{\gamma}$ . La presión absoluta en el interior de la bomba no desciende nunca al valor  $h_v$  y no hay posibilidad de cavitación.

2º) Si  $Q = Q_p$ ,  $NPSH_d = NPSH_r$ ;  $\frac{P_e}{\gamma} = \frac{P'_e}{\gamma}$ . La presión absoluta en el punto  $m$  es  $h_v$  y allí aparece la cavitación. El líquido hierve en  $m$  y se producen choques y vibraciones en la bomba.

3º) Si  $Q_p < Q < Q_N$ ,  $NPSH_d < NPSH_r$ ;  $\frac{P_e}{\gamma} < \frac{P'_e}{\gamma}$ . La cavitación se desarrolla alrededor de  $m$ , aumentando la cámara de vapor y sus consecuencias.

4º) Si  $Q = Q_N$ ,  $NPSH_d = 0$ ;  $\frac{P_e}{\gamma} = Z_e + h_v + K Q^2$ . La presión a la entrada del rodete es  $h_v$  y allí comienza la formación del vapor, extendiéndose hacia el interior de la bomba.

5º) Si  $Q > Q_N$ ,  $NPSH_d < 0$ ;  $\frac{P_e}{\gamma} < h_v$ . La formación de vapor comienza en la tubería de aspiración.

En definitiva, para evitar el fenómeno de la cavitación es necesario que el  $NPSH_d > NPSH_r$ .

Se define la constante de cavitación  $\sigma$  como

$$\sigma = \frac{NPSH_r}{H}$$

$H$  = altura manométrica de elevación

y según Stepanoff

$$\sigma = 1.2 \cdot n_p^{4/3} \cdot 10^{-3}$$

siendo  $n_q$  la velocidad específica dinámica, de forma que cuando  $n_q$  aumenta también la hace el peligro de cavitación. Como a las bombas de hélice corresponden valores de  $n_q$  bastante mayores que a las centrífugas, aquellas pueden cavitarse si no están notablemente sumergidas o en carga mientras que las centrífugas pueden funcionar correctamente en las mismas condiciones.

## EQUIPAMIENTO HIDRAULICO

### A) Aspiración

Distinguimos los casos en que la toma se haga en una masa de agua con superficie libre (río, balsa, pozo) o en una conducción forzada.

#### A.1 - Aspiración de agua con superficie libre.

En este caso la llegada del agua a la brida de aspiración se logra bien mediante una corta tubería de aspiración que se sumerge parcialmente en el agua o bien sumergiendo directamente la bomba.

Los dispositivos a instalar, en general, son:

### Rejillas

Solo se utilizan en el bombeo de aguas muy cargadas para evitar la entrada de cuerpos sólidos en las bombas.

Hay fundamentalmente dos tipos

- Rejillas fijas cuya limpieza se hace manual o automáticamente
- Rejillas giratorias con tela metálica dispuesta en bandeja o en tambor.

La limpieza se realiza con tubería a presión.

La velocidad del agua a la salida de las rejillas debe ser de unos 0'3 m/seg.

### Tulipa

Su necesidad depende fundamentalmente de la velocidad de entrada del agua al conducto de aspiración. Para valores que no sobrepasen los 0'8 m/seg.

se puede prescindir de ella; sin embargo su uso permite disminuir las pérdidas de carga de manera que en la práctica debe preverse en aquellos casos en que la velocidad alcanza los 0'5 m/seg. Su uso se hace imprescindible en las bombas de hélice ( figura 37 ).

### Alcachofa

Al igual que la rejilla, evita la entrada accidental de cuerpos sólidos en la bomba que han traspasado la rejilla.

Con aguas sucias se obstruye rápidamente creando una pérdida de carga adicional que puede originar cavitación.

Debe estar siempre completamente sumergida para evitar la entrada de aire, dejando un margen para el vertice y situada por lo menos a 0'5 m del fondo.

### Válvula de pie

Una válvula de retención o antirretorno evita, a la parada de la bomba, el retorno del agua en caso de que la válvula de retención de la impulsión no cierre bien y en consecuencia no hay riesgo de giro en sentido contrario ni descebado de la bomba.

En cualquier caso hay un aumento de las pérdidas de carga que hay que tener en cuenta.

### Pozo ( para bomba de hélice )

Dadas las grandes velocidades de entrada en las bombas de hélice, las características de funcionamiento de estas máquinas son muy sensibles a las condiciones del flujo a la entrada del pozo. Hay que prever:

- Una suficiente profundidad de la tulipa de al menos  $D/2$  bajo la superficie del agua (  $D$  = diametro de la tulipa ). Asimismo debe tratarse de que la altura de agua sea tal que el cubo del rodete este sumergido, lo que permite el cebado sin dificultad.

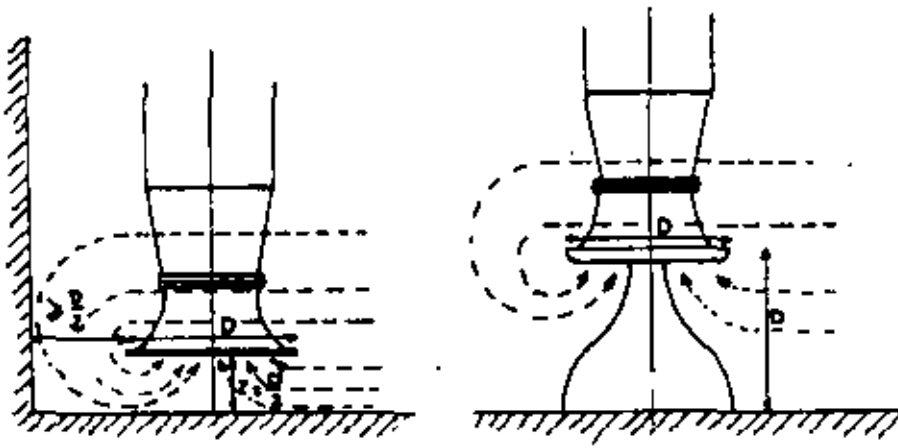


Figura 35 .- Posición de la tulipa de aspiración

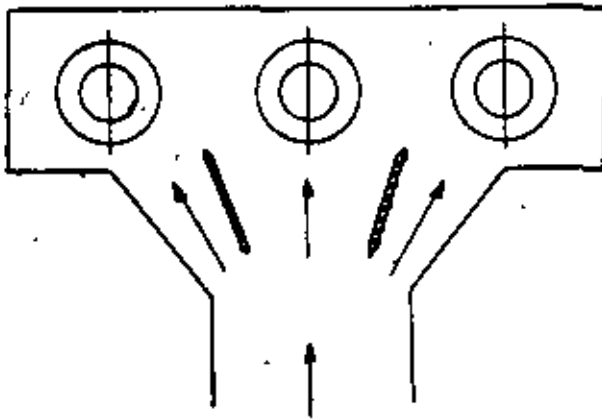


Figura 36 .- Alimentación de tres bombas

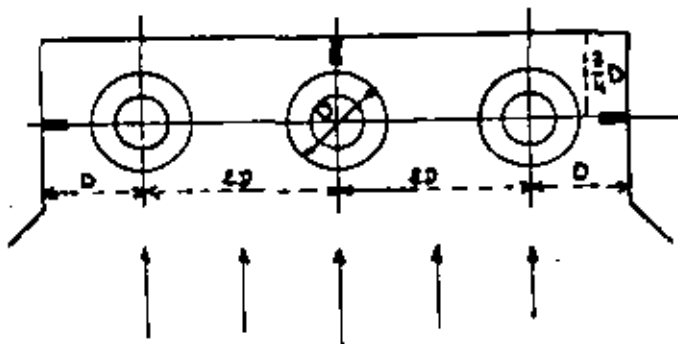


Figura 37 .- Tabiques antirotación

- Una distancia del fondo de la tulipa al fondo del pozo de  $z = D/3$  siendo necesario la instalación de un cono guía si  $z > D$

- En caso de instalación de varias bombas en un mismo pozo, la separación entre grupos debe ser igual o superior a  $2D$ , asegurando la mejor repartición posible del caudal, lo que se puede conseguir en ciertos casos con la instalación de partidores y tabiques antirrotación ( fig. 36 y 37)

### A.2. - Aspiración sobre conducción

El agua a elevar llega a la estación por una conducción que se conecta directamente al colector de aspiración de la instalación, del que salen las aspiraciones de las bombas.

#### Colector de aspiración

Hay que evitar la formación de bolsas de aire, dando a las partes "horizontales" una ligera pendiente ( 2 % ) en dirección ascendente hacia la bomba.

La velocidad del agua en el conducto de aspiración será del orden de 0'8 a 1'2 m/seg. con la finalidad de limitar las pérdidas en la toma hacia las bombas. Las acometidas deben hacerse en Y salvo en el caso en que el colector de aspiración este alimentado por sus dos extremos situación en la que quizás sea aconsejable instalar una válvula de partición en mitad del colector.

El equipamiento del colector debe comprender ventosas y válvulas de vaciado y en aquellos colectores de diámetro superior a 600 mm. es conveniente prever la inspección interna acoplando brida ciega, por ejemplo.

#### Juntas

Con los conductos de aspiración en depresión hay que prestar extrema atención a las juntas, eliminando toda posibilidad de entrada de aire o incluso de agentes polucionantes. Son preferibles las juntas soldadas y las de manguito con plomo o estopa a las juntas con machos roscados.

Para los acoples de clapet, alcachofa, etc... deben usarse bridas.

Hay que prever juntas de desmonte que permitan la descompresión de las juntas con bridas así como el mantenimiento y reparación de válvulas, bomba, etc...

A la entrada de la estación, en caso de posibles asientos diferenciales, es necesario prever juntas, como por ejemplo la Gibault, que dan una cierta flexibilidad.

El convergente puede tener la forma de una tulipa o la de un cono recto de  $10^{\circ}$  a  $30^{\circ}$  de ángulo en el extremo y si su eje es horizontal debe ser asimétrico de manera que su generatriz superior sea horizontal

### Cebado

Para las pequeñas bombas que disponen de una válvula de pie, normalmente basta con prever el llenado manual de la aspiración a través de una copa - grifo situada sobre el caracol o con agua proveniente de un depósito o de una conducción forzada que puede ser la de impulsión.

En las instalaciones más importantes, el cebado se asegura antes de la puesta en marcha y luego se mantiene durante el funcionamiento conectando los puntos altos de la aspiración a un circuito de vacío común a los diferentes grupos. El circuito se conecta a una pequeña central de vacío compuesta de un depósito de vacío y de bombas de vacío.

El agua proveniente de la aspiración alcanza una altura de equilibrio en el conducto de cebado o en un depósito desgasificador. Puede asimismo ser retenida por un mecanismo tipo ventosa ( clapet de bola ) o sifonada continuamente por la instalación de vacío.

En caso de automatización de los grupos, el punto alto de la aspiración debe disponer de un contactor de flotador de manera que la bomba se ponga en marcha solo si está cebada. La figura 38 representa el esquema de las instalaciones de cebado automático.



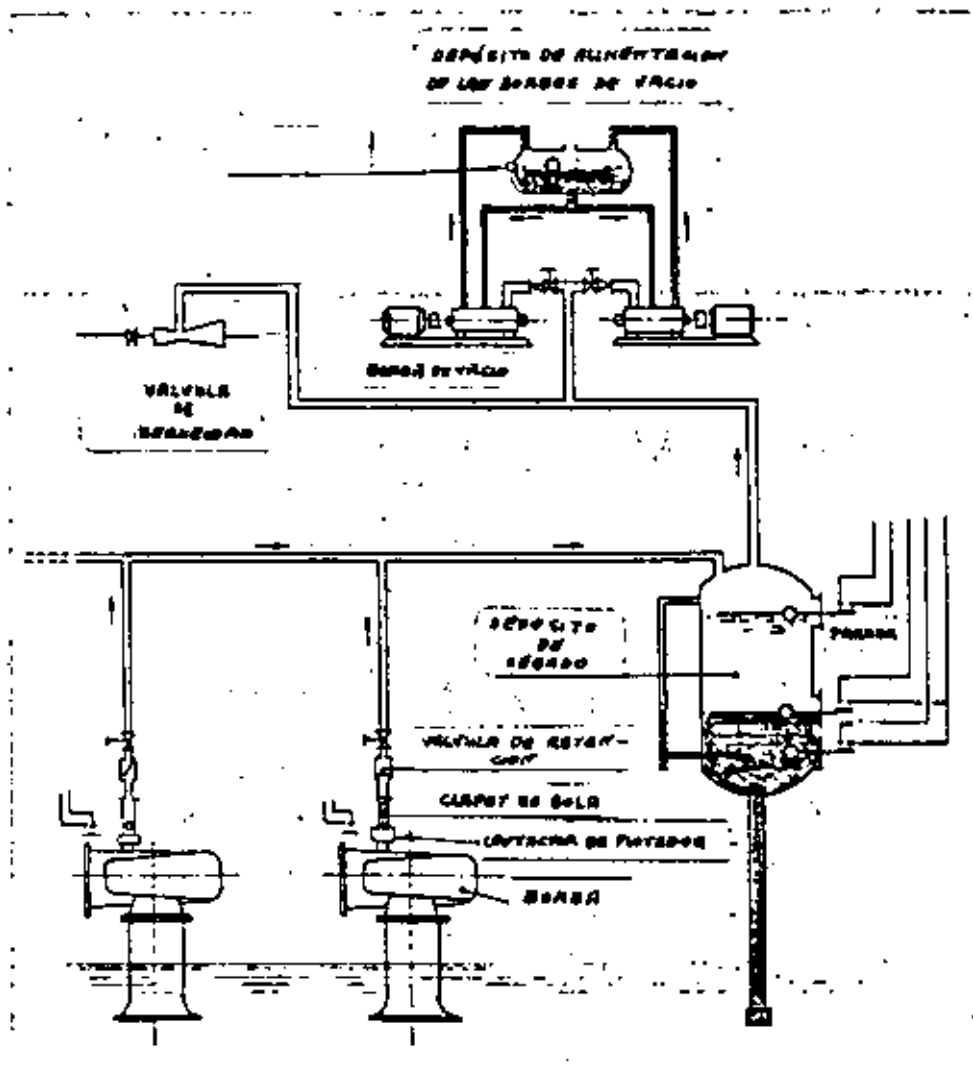


Figura 38

### A.3.- Dispositivos comunes a los dos tipos de aspiración

La idea que debe presidir el estudio de los organos comunes en la aspiración es la limitación de pérdidas de carga, así como la eliminación de todo dispositivo que implique riesgo de entrada de aire.

#### Codos y dispositivo anti vertice

Los codos deben ser lo menos numerosas posibles y con el mayor radio de curvatura posible. Debe evitarse montar alguno justo antes de la brida de aspiración y en el caso que fuera obligatorio debe mejorarse el codo instalando un dispositivo anti vertice.

#### Valvulas

En caso de varias grupos, el montar una valvula en la aspiración permite aislar la bomba, lo que a su vez implica la posibilidad de desmontaje sin necesidad de parar toda la instalación.

Las valvulas más corrientes son de compuerta con presostopos hidráulico o de mariposa.

#### Convergentes

Para limitar las pérdidas de carga en la aspiración normalmente la tubería tiene un diámetro elevado de manera que la velocidad sea de 0'8 a 1 m/sg, velocidad que <sup>es</sup> inferior a la de la entrada a la brida de la bomba ( 2 a 5 m/seg). Por ello la tubería se une a la bomba con un cono de reducción que proporciona una progresiva aceleración de la corriente que favorece la buena repartición de las velocidades.

Las bombas de vacío deben calibrarse de manera que el primer cebado ( llenado de la tubería ) se logre en un determinado tiempo, compatible con la explotación.

### B ) Impulsión

#### Junta de acople

La tubería de impulsión debe acoplarse a la bomba de forma que no transmita ningún esfuerzo a esta.

Si la conducción no se apoya en sí misma se puede utilizar una junta Gibault o similar; pero si se apoya en sí misma hay que prever un dispositivo que restablezca la continuidad mecánica de la conducción. Unos tirantes situados alrededor de la junta absorben los esfuerzos debidos al efecto de fondo.

### Divergente

A la salida de la bomba la velocidad del agua alcanza valores entre 3 y 7 m/seg. y en la conducción las velocidades deben mantenerse entre los 1.2 y 1.5 m/seg. El divergente a la salida de la bomba hace esta transformación y es un cono recto de  $8^{\circ}$  a  $10^{\circ}$  de ángulo en la punta. Para disminuir su longitud puede usarse un cono abocinado formado por una sucesión de conos de longitud 0'20 a 0'30 y en un ángulo en el extremo continuamente creciente, el ángulo del primer cono puede ser  $8^{\circ}$ , el del segundo  $12^{\circ}$  y así sucesivamente.

### Válvula de retención

A la salida de la bomba se instala una válvula de retención cuya misión es impedir la inversión del flujo cuando la bomba se para.

El tipo más utilizado es el de disco batiante instalado sobre conducción horizontal y tiene el inconveniente de producir el "golpe de clapet" tras su cierre brusco. Para remediar este inconveniente se han introducido algunas variantes (fig. 39)

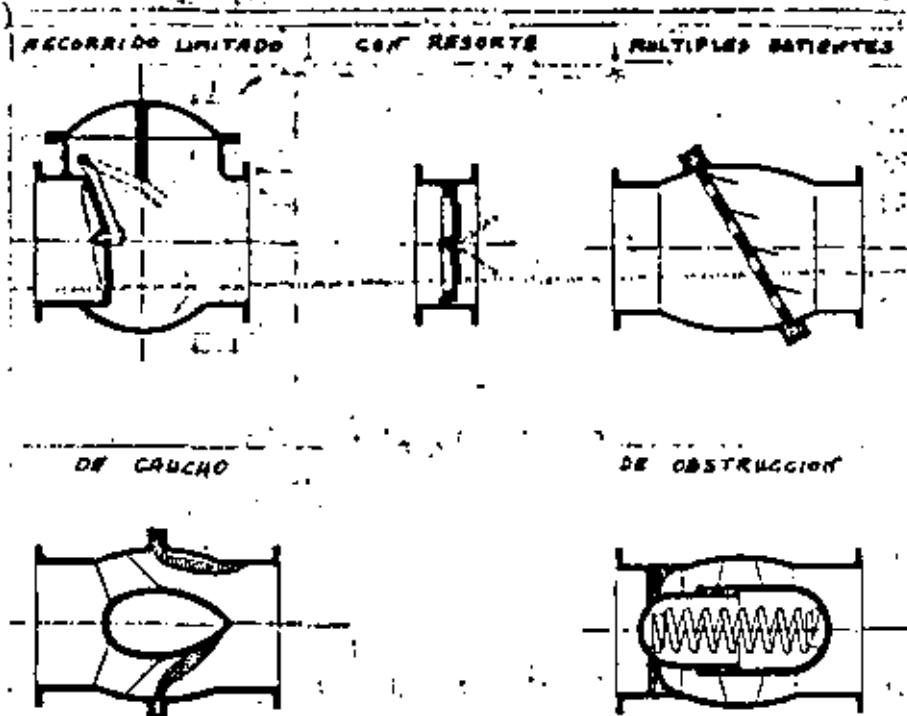


Figura 39

- Válvula de retención de múltiples discos que disminuye el tiempo de cierre puesto que este es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la mayor dimensión del disco batiente.

- Valores de resorte (Manessmann) con forma exterior de tubo que introducen una pequeña pérdida de carga y asegura el cierre antes de la inversión del flujo.

- Válvula de retención con membrana de caucho (Hydrostop).

- Válvula de retención de muy pequeña inercia (Missión Duochek -).

En el caso de una bomba sumergida hay dos soluciones para instalar la válvula de retención.

1) En el extremo de la tubería ascendente, fuera del pozo, figura 40.

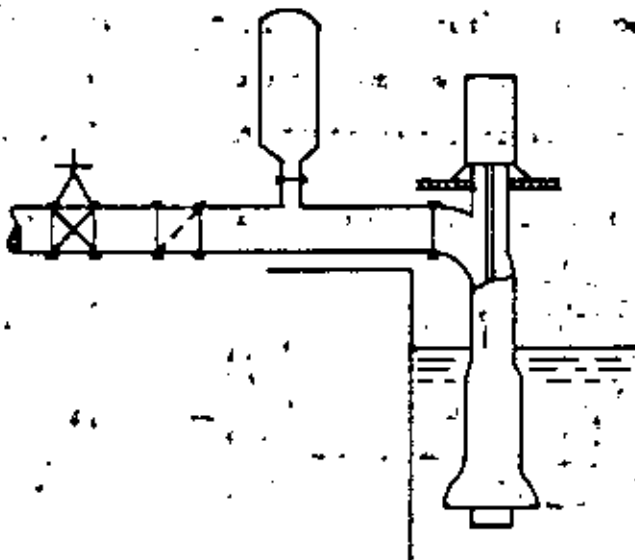


Figura 40

2) En la brida de la bomba, lo que elimina la necesidad de depósito de aire. Es la solución aplicable a los grupos buzo.

### Válvula de impulsión

Debe situarse tras la válvula de retención y tiene más de una finalidad. Ante todo permite aislar la bomba para operaciones de mantenimiento y reparación. Es útil en los arranques y paradas de las centrifugas, puesto que la curva de potencia absorbida muestra que esta es mínima a caudal nulo (válvula cerrada). En el caso de grandes potencias es interesante arrancar la bomba con esta válvula cerrada para limitar su duración. En cuanto al cerrado, la maniobra progresiva limita el golpe de ariete.

En el caso particular de bombas de hélice, el cierre de esta válvula antes del arranque no debe hacerse jamás: puesto que dada la curva de potencia ello implica riesgos para el motor.

Por último, la válvula de impulsión puede tener eventualmente la finalidad de regular el caudal. Las pérdidas de carga que se introducen aconsejan que la regulación del caudal por este procedimiento lo sea excepcionalmente.

Estas válvulas normalmente son de compuerta o mariposa y su accionamiento es manual o automático (eléctrico, neumático o hidráulico).

### Tubería de impulsión

Deben hacerse las mismas consideraciones que se hicieron en la de aspiración respecto a derivaciones, expulsión de aire, vaciado, entretenimiento, etc.

### Circuitos auxiliares

En el conjunto de una estación de bombeo hay que prever diversas tomas de agua a presión para los siguientes usos.

- rociado de prensaestopas de bombas
- refrigeración de palieres de bombas y motores en caso de máquinas de gran potencia.

- refrigeración de motores eléctricos, cuando este sea el sistema, así como los Diesel.

- alimentación de circuitos de cebado automático.

- limpieza de rejillas

- refrigeración de compresores de aire que alimentan a los calderines antiariete

- alimentación de aseos

### Caudalímetros

Las medidas de caudal aguas abajo de las bombas pueden realizarse con ayuda de aparatos deprimógenos. Presentan el inconveniente de crear pérdidas de carga e implican servidumbres de la instalación dado que deben ser precedidos y seguidos de tramos rectos.

Hay otros dispositivos que dan el caudal por medida de la velocidad en un punto de la conducción, pueden utilizarse sobre todo para los grandes diámetros; mientras que los contadores tipo Waltman o similares son interesantes con los pequeños diámetros.

Por último los aforadores electromagnéticos y de ultrasonidos más caros, permiten medidas suficientemente precisas sin tener los inconvenientes de los aforadores deprimógenos.

### Manómetros

Son imprescindibles puesto que permiten controlar el funcionamiento de la bomba.

Debe instalarse

- Un manómetro o vacuometro en la aspiración, situado sobre la brida de la bomba o sobre la tubería.

- Un manómetro en la impulsión, instalado de forma idéntica.

Deben montarse sobre un tubo provisto de una válvula de tres vías que permita la purga. Las vibraciones pueden evitarse instalando un amortiguador o manómetros en baño de aceite.

Si se desea hacer medidas precisas hay que hacer tomas de presión en tramos rectos de al menos 10 diámetros aguas arriba de la toma y 5 diámetros aguas abajo.

### GOLPE DE ARIETE

Se llama golpe de ariete a una serie de choques violentos que pueden producirse en las conducciones bien a la terminación de ciertas maniobras efectuadas sobre la red, como por ejemplo cierre de válvulas, bien tras el arranque o parada de la bomba.

Cuando cualquiera de los elementos de una red introduce cualquier perturbación en el flujo que se traduzca en un cambio de los valores locales de la velocidad del agua, automáticamente también aparecen variaciones en la presión. Progresivamente la velocidad y la presión <sup>varían</sup> más o menos perceptiblemente en todas las puntas de la red y la perturbación dura un cierto tiempo antes de que vuelva a establecerse un régimen de equilibrio.

De una forma general, la expresión 'golpe de ariete' se refiere a todas las variaciones de presión de amplitud notable que se producen durante los regímenes transitorios en los conductos a presión.

#### Descripción física del fenómeno

Consideramos el caso muy simple de una bomba, figura 41, prevista de una válvula de retención, que abastece mediante una tubería horizontal a un depósito de nivel constante.

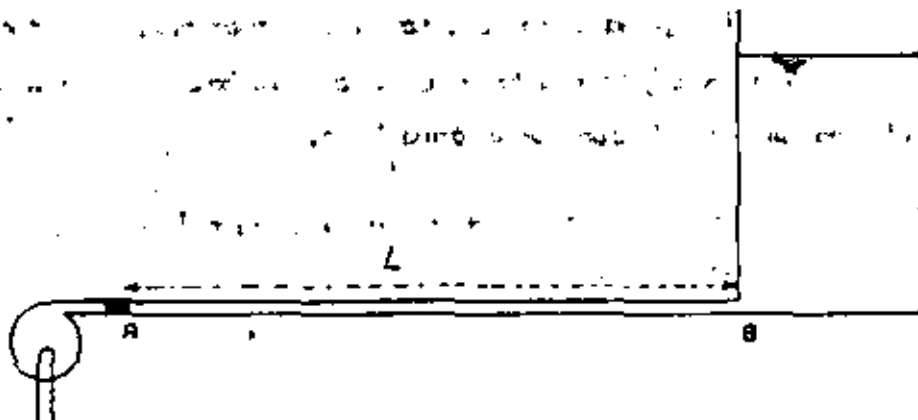


Figura 41

Un corte de suministro eléctrico puede provocar la parada brusca del grupo, puesto que el momento de inercia de los rodetes es pequeño. La válvula de retención se cierra instantáneamente y la conducción deja de estar alimentada en A, punto en que nace una perturbación (anulación de la velocidad).

La columna de agua, dada su inercia, tiene tendencia a seguir su camino con la velocidad inicial  $V_0$  lo que se traduce en una depresión tras la válvula y la consiguiente anulación de velocidad. Esta perturbación recorre progresivamente toda la conducción y alcanza el punto B. Es decir estamos ante un fenómeno de propagación de ondas caracterizado por una velocidad de propagación  $a$ .

La propagación de esta perturbación, que comienza por una depresión, implica cuatro fases, de una duración cada una de  $L/a$ . Se comprenden enseguida, admitiendo que no hay rozamiento y por lo tanto que tras la parada de la bomba en toda la conducción reina la presión  $P_0$ .

Durante la primera fase, la onda de depresión se propaga hacia el depósito dejando tras sí una conducción contraída y con el agua quieta, mientras que en las secciones que aun no han sido alcanzadas por la onda la velocidad es  $V_0$ . En el instante  $t = \frac{L}{a}$  la velocidad es nula en toda la conducción que esta contraída y la presión inferior a  $P_0$ .

Cuando la onda de depresión alcanza el depósito, hay una reflexión con cambio de signo saliendo una onda de sobrepresión hacia la válvula que anula el efecto de la onda de depresión inicial porque hay un retorno de agua del depósito hacia la bomba con una velocidad  $V_0$ .

En el instante  $t = 2L/a$  la tubería se halla en su estado inicial pero el sentido del flujo ha cambiado. La onda de sobrepresión se refleja sobre el clapet de la válvula y en una tercera fase avanza hacia el depósito dejando tras sí una tubería dilatada con el agua inmóvil.

En el instante  $t = 3L/a$  la velocidad es nula en toda la conducción y existe una presión superior a  $P_0$ .



Durante la cuarta fase, una vez que la onda de sobrepresión se ha reflejado en el depósito transformándose en otra de depresión, esta se propaga del depósito hacia la bomba compensando el efecto de la onda de sobrepresión precedente. Así la conducción queda en su estado inicial dirigiéndose el agua a la velocidad  $V_0$  hacia el depósito.

En el instante  $t = 4L/a$ , la conducción y el flujo son idénticos a los existentes en el instante inicial.

Ocurre así que, junto a la válvula el caudal es siempre nulo y la presión

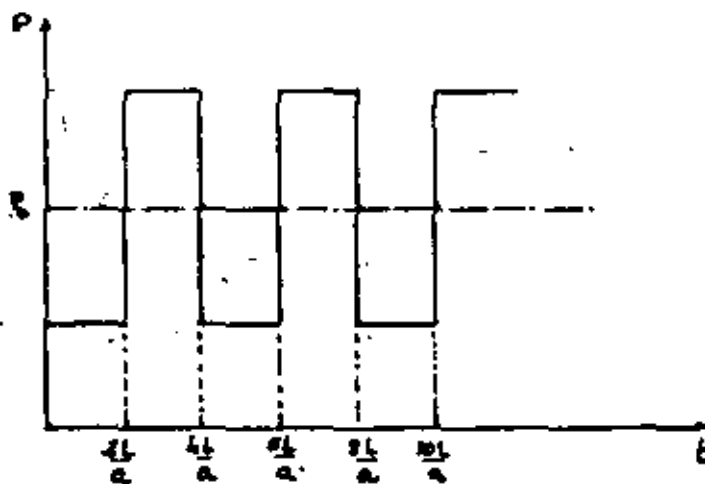


Figura 42

Sin embargo, en B, la presión es constante e igual a  $P_0$  y el caudal varía en el tiempo de la forma ilustrada por la figura 43

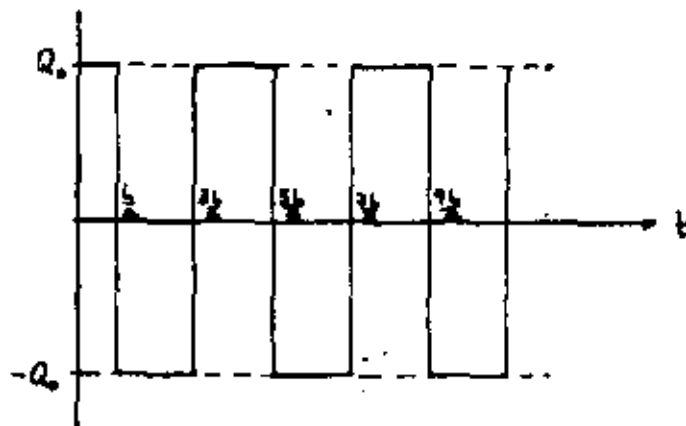


Figura 43

presión varía con el tiempo en la forma representada por la figura 42

En la realidad puesto que los rozamientos existen y la tubería no es perfectamente elástica las ondas no son rectangulares ni de duración limitada sino que son mas ondas sinusoidales amortiguadas.

Golpe de ariete producido por el cierre instantaneo de una válvula

Este caso puede ser bien el de una bomba que desagua en un depósito o el de una tubería de gravedad que en el extremo aguas abajo tiene instalada una válvula.

En el supuesto, físicamente imposible, de cierre instantaneo de una válvula, la amplitud de la depresión o sobrepresión inicial viene dada por la expresión de ALLIEVI .

$$\Delta H = \frac{a V_0}{g}$$

Amplitud que es independiente de la presión inicial en la tubería y que corresponde al caso teórico de ausencia de pérdidas.

La velocidad de propagación de las ondas depende esencialmente de la geometría de la tubería y de sus características mecánicas así como de la compresibilidad del fluido circulante. Concretamente para el agua.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48'3 + K \frac{D}{e}}}$$

D = diámetro de la tubería

e = espesor de la tubería en las mismas unidades

K = coeficiente que depende del material de la tubería =  $\frac{10^{10}}{E}$

E = módulo de Young del material.  $\frac{K}{E}$

Acero ----- 0'5

Fundición ----- 1

Amianto-cemento ----- 5'5

Poliéster ----- 6'6

P.V.C ----- 33'33

La celeridad con tubos de acero o fundición normalmente es del orden de 1000 m/seg., del orden de 900 m/seg, en los de fibrocemento y puede llegar hasta los 200 m/seg en los de P.V.C.

Influencia de la maniobra de cierre

Si la parada de la bomba tiene una duración,  $T$ , no nula, en primera aproximación se puede considerar la parada como una sucesión de pequeñas maniobras instantaneas que crean unas perturbaciones que se propagan sucesivamente hacia el depósito superponiendose, lo que implica que la propagación de la depresión comienza por una zona transitoria de una longitud de conducción  $\frac{a \cdot T}{2}$  donde la depresión es inferior a  $\frac{a \cdot V_0}{g}$

En un punto M de abscisa  $x$  (figura 43), la depresión va creciendo progresivamente hasta alcanzar su máximo valor,  $a \cdot V_0 / g$ , en el instante  $T$  a no ser que la onda de sobrepresión proveniente del depósito haya tenido tiempo de llegar a M. El tiempo necesario para que una onda de depresión que esta en M llegue al depósito y retorne a M como onda de sobrepresión es

$$2(L - x) / a$$

y para que ello ocurra ha de cumplirse  $T > 2(L - x) / a$

es decir,  $x > L - \frac{aT}{2}$

Se comprende que el tramo de longitud  $\frac{aT}{2}$  situado inmediatamente aguas arriba del depósito jamás estará afectado por la depresión de intensidad máxima  $\frac{a \cdot V_0}{g}$

La figura 44 resume, en el supuesto de pérdidas de carga despreciables, el aspecto de las líneas piezometricas en el momento en que la depresión es máxima, en función de los valores de  $T$

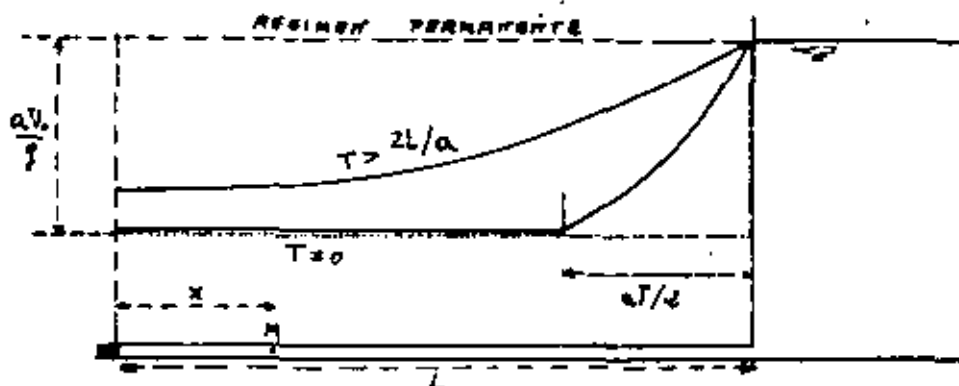


Figura 44

Del esquema pueden deducirse tres casos

1) En cualquier caso, el golpe de ariete es máximo en la bomba y nulo en el depósito.

2) La distribución del golpe de ariete a lo largo de la conducción es tanto más pernicioso cuanto más brusca es su falta de alimentación.

3) Si  $T > \frac{2L}{a}$  algún punto de la conducción no se ve afectado por el valor máximo de la depresión.

De las tres consideraciones anteriores se deduce la siguiente conclusión práctica: si de alguna manera se llega a prolongar la alimentación de la tubería tras la parada de la bomba, durante un tiempo superior a una ida y vuelta de la onda ( $2L/a$ ), no solamente se tendrá una distribución menos peligrosa del golpe de ariete sino que se disminuirá el valor máximo de la depresión. Este es el fundamento de los dispositivos antiarriete que se instalan en la impulsión.

Se ha considerado el ejemplo esquemático de tubería horizontal, mientras que en la realidad pueden presentarse puntos altos en los que el golpe de ariete puede provocar la depresión. Tanto es así que para juzgar la eficacia de una protección antiarriete, es esencial la consideración de los puntos altos.

#### Cierre de una válvula en una conducción por gravedad

Todas las consideraciones hechas para la onda de depresión producida tras la parada de una bomba, pueden adoptarse en el caso de una onda de sobrepresión producida por el cierre de una válvula aguas abajo. La figura 45 resume, en el supuesto de pérdidas de carga despreciables, el aspecto de las líneas piezométricas cuando la sobrepresión es máxima.

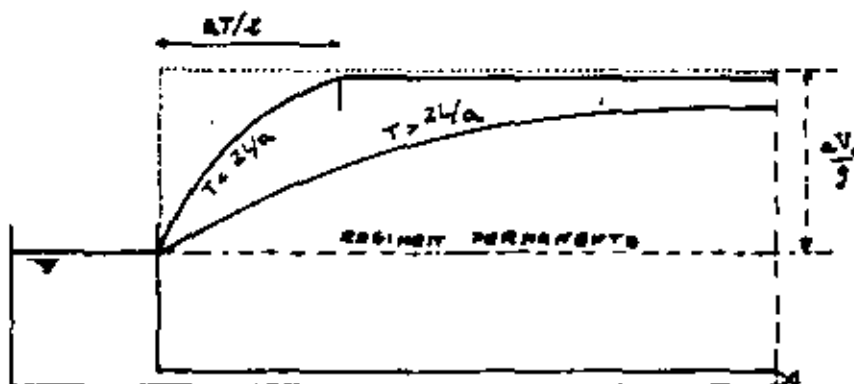


Figura 45

El golpe de ariete toma su valor máximo junto a la válvula, mientras que la presión permanece constante en el otro extremo dada la presencia del depósito.

Si la anulación del caudal tiene una duración superior a  $2L/a$ , la sobre presión máxima es inferior a  $aV_0/g$ , de aquí el interés de que los cierres de las válvulas sean lentos.

Hay una fórmula, la de MICHEAUD, que se utiliza en la práctica para el cálculo rápido de la sobre presión,  $\Delta H$ , a esperar en el caso de cierre lento de una válvula ( $T > 2L/a$ ):

La fórmula se establece suponiendo que la disminución de caudal es lineal con el tiempo, condición que rara vez se da en la práctica, aunque en las impulsiones se aproxime bastante debido al efecto de la gravedad.

$$\Delta H = \frac{2 L V_0}{g T}$$

Antes de empezar la revisión de los sistemas de protección, conviene hacer hincapié en que hasta aquí nos hemos referido al caso muy esquemático, pero muy corriente en agricultura de una conducción única.

La existencia de derivaciones lleva consigo la atenuación de la amplitud de los fenómenos oscilatorios. En efecto, la onda inicial de depresión se comparte en cada derivación y su amplitud disminuye dadas las importantes pérdidas de carga que implican las derivaciones, especialmente si son de pequeños diámetros. Por otra parte cada una de las ondas parciales se van reflejando en la extremidad de su derivación como ondas de compresión y dadas en general, las distintas longitudes de las ramificaciones, todas las ondas de compresión no van a llegar simultáneamente a la tubería principal y por tanto no se van a sumar. De hecho todo esto se traduce en una disminución de la sobre presión en la tubería principal.

#### Sistemas de protección

Aunque todas las perturbaciones creadas en una red provoquen fenómenos transitorios, solo hay que temer aquellas de una cierta importancia. Estos casos son fundamentalmente el cierre de un orificio importante o la parada de una bomba.

Hemos visto que un cierre brusco origina una onda de sobrepresión que puede dañar la tubería y sus accesorios; por tanto y como primera medida deben evitarse este tipo de cierres.

Por el contrario, la parada de una bomba implica un riesgo que escapa de nuestras manos y puesto que el momento de inercia de los rodetes es bastante pequeño, la parada de la bomba es siempre brusca. La fase de depresión que sigue puede establecer presiones relativas negativas lo que implica mas complicaciones, como:

- formación de bolsas de vacío (cavitación) que generalmente condensan produciendo enas sobrepresiones que pueden incluso superar a  $a \text{ Vo/g}$ .

→ puede haber entrada de aire no deseado, con riesgo de polución

- puede producirse el aplastamiento de tuberías.

Las zonas de depresión pueden existir bien en el origen de la impulsión, bien en un punto alto de la canalización dada la menor presión estática.

La segunda fase de sobrepresión es igualmente peligrosa, especialmente para las ramificaciones y accesorios

Siendo evidente la necesidad de proteger las tuberías de impulsión frente a las consecuencias de una parada imprevista de la bomba, con esta finalidad se usan diversos dispositivos cuyo objeto es mantener la presión en las tuberías entre unos valores máximo y mínimo compatibles con la resistencia y funcionamiento de la instalación.

#### A ) Chimenea de equilibrio y calderín de aire.

Acumula una masa de agua que se introduce en la tubería cuando la bomba se para. Se utilizan fundamentalmente en las instalaciones hidroeléctricas.

En el caso de una impulsión, la chimenea, construida al comienzo de la tubería, debe tener una altura superior a la altura manométrica de la bomba, por lo que normalmente se prefiere los calderines de aire cuyo principio de funcionamiento es el mismo.

En efecto, supongamos una impulsión única que alimenta a un depósito de gran sección, en el que se supone nivel constante, provista aguas abajo de la válvula de retención de una chimenea de equilibrio. En régimen permanente, en el supuesto de ausencia de pérdidas, el nivel del agua en la chimenea será el mismo que en el depósito.

Al pararse la bomba y cerrarse el clapet de la válvula, hemos visto que se produce una depresión. La chimenea comenzará a vaciarse en la tubería introduciendo en esta un caudal cada vez más pequeño. Tras anularse la velocidad y cambiar el sentido del flujo, el agua retorna a la chimenea alcanzando una altura superior a la inicial. El proceso vuelve a empezar y continúa comportándose el conjunto (chimenea-tubería-depósito) como un péndulo líquido que en realidad tiene unas oscilaciones amortiguadas debido a las pérdidas de carga.

Si lo instalado es un calderín de aire, el comportamiento es el mismo. El aire comprimido del calderín sufre una sucesión de expansiones y compresiones.

El cálculo del volumen del calderín o de las dimensiones de la chimenea se hace en dos etapas.

En primer lugar se determina el volumen necesario para limitar la depresión al valor deseado, y después se comprueba que este volumen limita igualmente la sobrepresión a un valor aceptable. Puede disminuirse el valor de la sobrepresión obligando a una pérdida de carga asimétrica en la base de chimenea o calderín, en el sentido de que se produzca una gran disipación de energía en el paso tubería a sistema de protección, mientras que el vaciado en la conducción, en la fase de depresión inicial se haga lo más libremente posible. Esto puede lograrse con una tubería o con un clapet perforado, adecuadamente dimensionados. En ausencia de cualquier estrangulamiento, solo las pérdidas de carga por rozamiento contribuirán a amortiguar el fenómeno.

#### B) Clapet by-pass

No es más que un by-pass situado <sup>entre</sup> la aspiración y la impulsión, provisto de un clapet que se mantiene cerrado cuando la bomba funciona normalmente.

En el momento de la parada brusca de la bomba, la depresión en la impulsión provoca su abertura limitando así la presión al valor existente en la aspiración. Luego impide el retorno del agua.

#### C) Volante de inercia

Permite prolongar artificialmente la alimentación de una impulsión tras la parada de la bomba. Al estar acoplado al árbol del grupo, aporta la energía acumulada aumentando el tiempo de parada de la bomba. Si el peso del volante ha de ser grande, su instalación entraña un problema de índole mecánica, ya que complica el arranque del motor.

#### D) Válvula de retención

Este dispositivo ya descrito, se utiliza en las impulsiones para proteger la bomba del golpe de ariete, pues impide el paso de la onda de presión procedente del extremo de la tubería de impulsión y además descarga el tramo aguas arriba de la presión estática del tramo aguas abajo a bomba parada. Además de esta válvula de retención, que se suele instalar al principio de la tubería de impulsión, puede intercalarse alguna más aguas abajo de esta, para reducir las sobrepresiones que afectan a los tramos inferiores, dejándolas prácticamente reducidas a la manométrica o de servicio.

Es imprescindible utilizar válvulas de marcas acreditadas, que actúen, si es posible, antes de anularse la velocidad, o en todo caso antes de invertirse el sentido de circulación del agua.

#### E) Amortiguador a vejiga de aire comprimido.

Es un dispositivo antiarriete, constituido por una vejiga de caucho especial destinado a contener el aire, a la presión requerida, con casi absoluta estanqueidad. Tiene la ventaja sobre los clásicos calderines, de eliminar las frecuentes pérdidas de aire, necesitando solamente una comprobación cada 4-6 meses de la presión de la vejiga.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VI, 2.- ESTACIONES AUTOMATICAS DE BOMBEO

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979

# THE UNIVERSITY OF CHICAGO

## OFFICE OF THE DEAN OF STUDENTS

1100 S. UNIVERSITY ST.

CHICAGO, ILL.

## 1. INTRODUCCION

La extensión de los riegos por aspersión conducen naturalmente a concebir instalaciones completamente automáticas, que deberán satisfacer sin vigilancia las necesidades de los beneficiarios de los riegos. Cada uno debe de poder contar en todo momento con el caudal necesario, a la presión requerida, en su toma de riego correspondiente. Si bien existen redes con alimentación gravitatoria, tributaria de un canal o de un depósito elevado, el mayor número de estas instalaciones están servidas por una estación de bombeo automática.

Después de un examen de los datos del problema a resolver, describiremos algunos de los sistemas que han sido estudiados para equipar las redes de riego por aspersión realizadas hasta la fecha. Cada uno dará lugar a un análisis del proceso de selección, y a la indicación de las ventajas e inconvenientes que conocemos.

Daremos para concluir algunos detalles sobre las soluciones aportadas a ciertos problemas propios en las estaciones de bombeo para riego.

### 1.1. DATOS GENERALES DEL PROBLEMA

#### 1.1.1.- Características de la red.

Una red de riego por aspersión es generalmente muy ramificada, y la mayoría de las veces muy extensa. Es de interés esencial buscar el óptimo económico de tal equipo.

Supongamos la red "optimizada". En el extremo de un conducto cualquiera la presión disponible será en todos los casos de funcionamiento, al menos igual a la presión mínima necesaria en las tomas de riego. A lo largo de esta canalización, el cálculo de optimización será determinado por un reparto de diámetros tales que el costo de su construcción sea lo más bajo posible; para las condiciones de caudal más desfavorables. Esta claro que entonces se utilizará toda la carga disponible en cabeza de la red.

La red toda entera estará optimizada cuando se reparta así toda la carga disponible en cada conducto y en el conjunto de la red, con el menor costo. Será utilizada de esta suerte toda la energía al menos, y las pérdidas no provendrán más que del límite superior impuesto a las velocidades de circulación.

La curva característica  $H_1(Q)$  de esta red será, la envolvente del valor máximo de la presión, necesaria y suficiente a la salida de todas las tomas de riego abiertas, para cada caudal demandado. A cada uno de esos caudales corresponden un trayecto desfavorable en el cual las condiciones de caudal máximo se encuentran reunidas. Las primeras ramificaciones que nacen a la salida de la estación de bombeo, se constata que la envolvente buscada, es tal que el valor de caudal demandado al nivel de la presión característica.  $H_1$ , corresponde al caudal máximo  $Q_{max}$ .

Esto no es más que para los más pequeños caudales cuando juega, en los trayectos más desfavorables, las condiciones de velocidad de circulación límite, o cuando las tomas de riego consideradas, están servidas por una larga cabeza muerta, tal que el valor máximo de la presión necesaria decrece parabólicamente para alcanzar a caudal nulo, un valor teórico igual a la suma del desnivel topográfico máximo, y de la presión mínima en las tomas de riego.

### 1.1.2. - Diagrama del bombeo, presión máxima.

Para una alimentación correcta de la red en todos los caudales, será suficiente por lo tanto elegir una o varias bombas, cuyas zonas de funcionamiento den en todo punto una presión superior o al menos igual a la presión  $H_0$ .

Es evidente que para variaciones importantes de caudal, y éste es siempre el caso en una gran red de riego, la utilización de varias bombas en paralelo se impone. Esas bombas podrán ser idénticas, o de características  $H(Q)$  diferentes. Según los sistemas de regulación empleados, las zonas de funcionamiento serán más o menos extensas; habrá continuidad en los regímenes de bombeo, o para ciertos valores del caudal demandado, una bomba funcionará con intermitencia.

En todo caso la presión disponible a la salida de la estación de bombeo estará comprendida entre el valor mínimo  $H_0$  impuesto, y una presión máxima de  $H_1$ . La horquilla de funcionamiento  $\Delta H$  igual a  $(H_1 - H_0)$  es una característica propia de la estación. Es evidente el valor de esta horquilla que va a retener toda nuestra atención.

Teniendo en cuenta la presión mínima  $H_0$ , la importancia de la sobrepresión tolerada por un equipo antiarriete dado, y la horquilla necesaria de funcionamiento de la estación, las canalizaciones de la red podrán estar sometidas a las presiones máximas de funcionamiento variables según los lugares.

Estas presiones máximas necesitan la colocación de un equipo ( canalizaciones y aparellaje ) adaptado a esas cargas. Se sabe que los materiales están probados para las presiones máximas de valor redondeado; el paso de un umbral al valor siguiente entraría un aumento importante del costo de la instalación. Se buscará por tanto evitar franquear tal umbral fijando la presión máxima de funcionamiento admisible en base al valor redondeado más bajo posible.

El régimen de bombeo más desfavorable corresponde al nivel de aspiración más elevado, y a fuertes pérdidas de carga en la estación misma, Permitirá entonces determinar la presión máxima  $H_1$  tolerable y la horquilla máxima admisible para la instalación considerada.

### 3.1.3.- Rendimiento de la instalación.

Es claro que todo el dominio  $H ( Q )$ , correspondiente a la horquilla de funcionamiento, suministra a la red presiones superabundantes para las condiciones más desfavorables de la demanda que debe satisfacer la estación. La energía gastada con un caudal dado para elevar la presión un valor superior a la presión característica  $H_0$  será disipado en pura pérdida por los reguladores de presión de las tomas de riego.

Se trata por tanto de buscar la forma de reducir la posible importancia de esta "horquilla".

Prácticamente para las diferentes soluciones entrevistadas, sobre el diagrama de funcionamiento de la estación que se superpone a la red característica de la red, las curvas características de las bombas impulsando en paralelo ( Ver Fig. ). se trazará la curva de potencia absorbidas en función del caudal  $W(Q)$ , así como las curvas de potencias teóricas necesarias y suficientes para el establecimiento de la presión  $H_0$  en el origen de la red:

$$W_0 = k \cdot H_0 \cdot Q$$

El rendimiento real de la instalación estará dado por la razón  $W_0/W(Q)$ :

$$\eta = r \frac{H_0}{H} \quad (H \geq H_0)$$

donde  $r$  y  $H$  son los valores del rendimiento de los grupos y de la presión de impulsión para un caudal dado.

Se ve que es necesario buscar un material de alto rendimiento propio, y de utilizarlo en la proximidad del óptimo de ese rendimiento. Es importante también elegir sistemas de regulación que tengan el efecto de reducir la horquilla de funcionamiento.

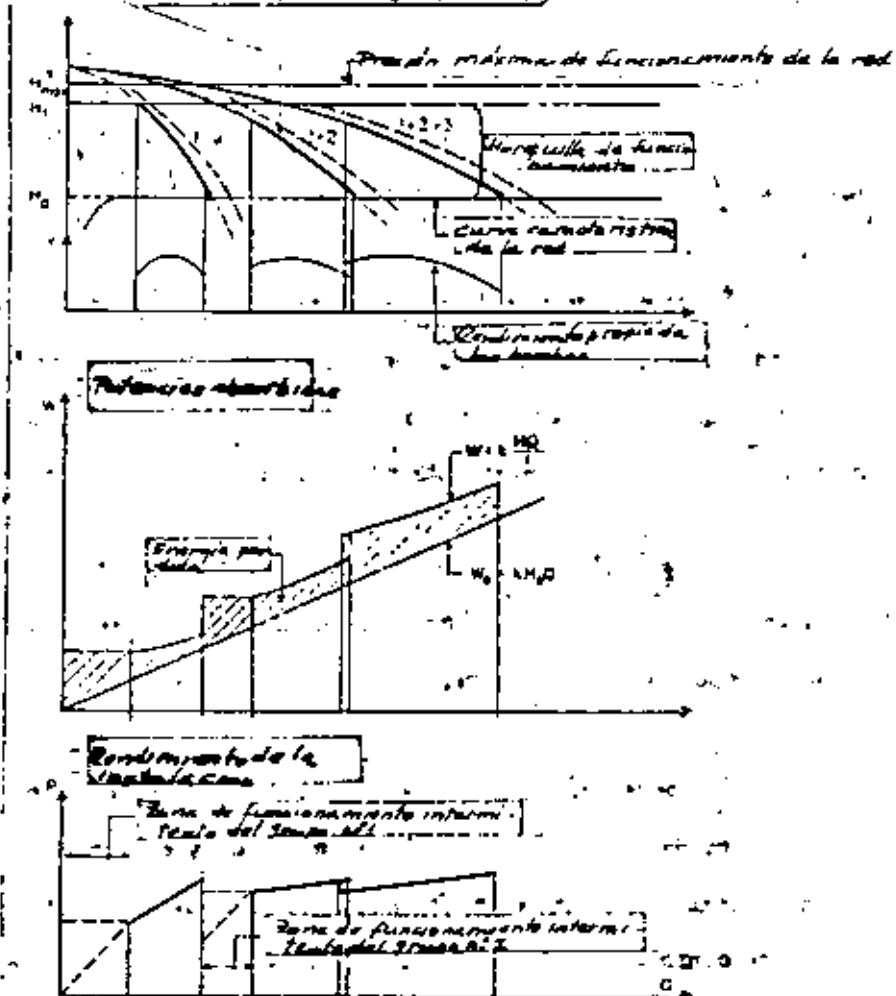
Esto se podría obtener, sea eligiendo preferentemente bombas de curva característica de débil pendiente ( características planas ), sea utilizando zonas cortas de las curvas características de más alta pendiente a menudo al precio de multiplicar el número de máquinas, si como veremos se trata de evitar el empleo de grandes depósitos.

Todo el estudio de la regulación se va a articular por tanto alrededor de buscar las mejores rendimiento de la instalación, quedando preservadas la seguridad de funcionamiento, la comodidad, y la economía de la explotación, así como la economía relativa de la inversión.

#### 1.1.4. Generalidades sobre los regímenes de funcionamiento

Cuando se inicia la demanda sobre la red, es conveniente en definitiva obtener del sistema de regulación elegido, que provoque el funcionamiento del número de bombas necesarias y suficientes. Las variaciones en más o menos de la demanda entrañaran la puesta en servicio o la parada sucesiva de nuevos a grupos

Diagrama de funcionamiento  
(a la salida de la estación)



cada vez que el caudal demandado necesite el paso de una zona de funcionamiento a otra. Cada estación tendrá así un régimen de funcionamiento propio.

Se puede distinguir dos grandes familias del tipo de regulación :

- aquella en la cual se utiliza un depósito auxiliar para compensar una diferencia entre el caudal demandado y el caudal bombeado, son las regulaciones en régimen discontinuo.
- aquella en la cual a cada caudal demandado corresponde un punto característico estable de uno o varios grupos en paralelo (hay entonces recubrimiento de las zonas de funcionamiento). estas son las regulaciones en régimen continuo.

Se nota que para las regulaciones en régimen discontinuo, es frecuente obtener el recubrimiento de zonas para los caudales más fuertes, mientras que para las regulaciones en régimen continuo, se utiliza más a menudo un grupo de arranque de funcionamiento intermitente en las zonas de caudales débiles.

La tabla 1 da una clasificación de los diferentes tipos de regulación, la mayor parte de ellos ha dado lugar a la realización de instalaciones en explotación después de varios años.

En todos los casos, se ha recurrido a un depósito del que se ha solicitado al menos para el arranque de la instalación y el suministro de pequeños caudales, y cada vez que el caudal demandado se sitúa fuera de las zonas de funcionamiento estable de los grupos. Se llena o se vacía sucesivamente para compensar sobre la red el exceso o la insuficiencia de caudal bombeado, variando la presión entre los valores de conexión o de desconexión de la bomba que bate.

#### 1.1.5. Determinación del volumen del depósito

Designemos por  $q_m$  el caudal medio suministrado por la bomba que bate entre los dos valores extremos de la presión. El valor aproximado del caudal medio es :

$$q_m = \frac{2}{3} \frac{q_1^2 + q_1 q_2 + q_2^2}{q_1 + q_2}$$



TABLA 1

Régimen	Magnitudes consideradas	Tipo de regulación	Equipo utilizado
Discontinuo	Niveles escalonados	Sobre el depósito al aire libre con depósito de aires comprimido	Depósito en un punto cualquiera de la red.
	Presión	Manométrica simple; manométrica compensada ( sistema Vogel )	Depósito hidróforo y organo de primogeno
	Presión y caudal	Manométrica, teniendo en cuenta el caudal ( sistema DDC )	hidróforo y caudalímetro.
	Niveles fijos	Manométrica con temporización	Hidróforo y relé cronométrico
Continuo	Presión o caudal	de velocidad variable	Motores de velocidad variable
	Caudal o velocidad	Caudalimétrico	Caudalímetro de tipos variados.

donde  $q_1$  y  $q_2$  son los valores de los caudales bombeados para las dos presiones extremas de desconexión y conexión  $H_1$  y  $H_2$ .

Si  $n$  grupos idénticos en funcionamiento simultáneo son insuficientes para satisfacer una demanda de caudal  $Q$  de la red y  $(n + 1)$  grupos excesivos, el ciclo del batimiento durará un tiempo  $T$  función de  $q_m$ , caudal medio del grupo que bate, y de  $V_u$ , volumen útil del depósito, o volumen de regulación.

$$T = V_u \left[ \frac{1}{Q - nq_m} + \frac{1}{(n + 1)q_m - Q} \right]$$

vaciado

llenado

↓  
desconexión con presión mínima

↓  
conexión a presión mínima

El valor mínimo  $T_0$  del tiempo  $T$  se obtiene para el caudal demandado:

$$Q = \frac{2n + 1}{2} q_m$$

que está unido al caudal medio y al volumen útil  $V_u$  por la relación:

$$V_u = \frac{T_0 q_m}{4}$$

Para una horquilla dada, determinado  $q_m$ , y una frecuencia de batimiento impuesta por la explotación del material eléctrico, se determina un intervalo mínimo aceptable  $T_0$ . El volumen útil deberá respetar la condición.

$$V_u \geq \frac{T_0 q_m}{4}$$

El valor obtenido para  $V_u$  dará directamente el volumen útil a tener en cuenta para un depósito al aire libre, considerando además las franjas necesarias a los niveles de conexión y desconexión de los diferentes grupos.

Si la regulación se hace por medio de un depósito de aire comprimido, el volumen mínimo se determinará por la ley de Boyle Mariotte entre los dos niveles extremos correspondientes a las presiones extremas de conexión y desconexión de la bomba que bate:

$$(H_2 + h_a) V = (H_1 + h_a) (V - V_u)$$

de donde se deduce en función de  $T_c$  de  $q_m$  y de  $H = H_1 - H_2$

$$V > \frac{T_c q_m}{4} \frac{H_1 + h_a}{H}$$

Habrà de tenerse en cuenta el volumen inferior de seguridad y los volúmenes correspondientes a los reglajes de las presas totales que afecten a la conexión y desconexión de los diferentes grupos para fijar en definitiva el volumen necesario.

### 1.7.6. Fraccionamiento del bombeo

Hemos visto ya que la economía del bombeo se obtiene buscando una horquilla tan débil como sea posible. Esta condición entrañará por tanto la adopción de depósitos relativamente grandes y costosos. Esto obliga a operar sobre los otros términos que influyen sobre el valor de  $V_u$  para evitar en lo posible ese inconveniente.

Si es difícil reducir el valor de  $T_c$  por razones de explotación, es posible disminuir  $q_m$ , adoptando un número de grupos mayor siendo todas las bombas idénticas, o eligiendo bombas más pequeñas intercaladas en los diagramas del bombeo en las zonas de funcionamiento discontinuo.

Se podrá encontrar un fraccionamiento razonable, teniéndose en cuenta por otra parte, el aumento de costo de la instalación por el cálculo de los valores actuales, de las diferentes soluciones consideradas del calibre industrial del aparellaje eléctrico y las hipótesis hechas sobre el régimen de demanda de la red.

### 1.17.7. Incidencias sobre la red eléctrica

Las estaciones de bombeo están conectadas frecuentemente a redes rurales de débil capacidad. Las demandas importantes de potencia comprometen la buena marcha de las instalaciones servidas por las caídas de tensión que provocan.

En particular, los fenómenos de fluctuaciones producidas por la red de alimentación pueden ser indeseables. Se buscará por tanto reducir la posible demanda de la corriente de arranque, por el empleo de dispositivos de arranque por resistencia estática o por autotransformador.

Esta circunstancia nos conduce a evitar en lo posible los arranques demasiado frecuentes, buscando sistemas de regulación que dejen poco lugar a las zonas de funcionamiento discontinuo.

Se recordará a este propósito que en el caso de reducir al volumen de las curvas de regulación, se recurre a menudo a un artificio eléctrico que tiene por efecto, hacer automáticamente una permutación circular en el orden de conexión de los grupos a cada nueva sollicitación. Esta fórmula, muy seductora en sí, tiene el grave inconveniente de aumentar exageradamente la frecuencia de los arranques. A título de ejemplo, para una estación equipada con seis grupos para la cual se habrá considerado un valor  $T_c$  correspondiente a 10 arranques por hora, se podrá teóricamente calcular el volumen de la curva para un ciclo de batimiento de 1 minuto, o sea, una frecuencia de arranques de la estación de 60 por hora. Esta práctica es incompatible con las posibilidades de las líneas existentes; conduce por otra parte a una fatiga exagerada de las instalaciones.

### 1.17.8. Criterios de elección de una solución

Se ve que todas las bombas no se adaptan indiferentemente a no importa que tipo de regulación. Si bombas de características plana convienen perfectamente a una regulación caudalimétrica; no son utilizables para una regulación manométrica en razón de las separaciones demasiado débiles que permiten en el reglaje de presión, en la regulación de una bomba y la siguiente.

Para una estación dada, se encuentra uno en presencia de varias soluciones, proponiendo un tipo de regulación particularmente adaptada a tal bomba de serie de tal constructor. Cada una conducirá a un rendimiento propio  $\eta(Q)$  de la instalación, y a un monto de conjunto  $A$  de la inversión a realizar, incluyendo aparellaje eléctrico, y aparellaje hidráulico y de regulación. El primer término  $\eta(Q)$  influye sobre el costo de la explotación, el segundo sobre la amortización de las obras.

Es una regla en casos parecidos, hacer una llamada al cálculo clásico de actualización, que tienen el mérito de permitir una comparación entre las diferentes soluciones, para tener en cuenta simultáneamente el costo de la explotación, y el de la primera inversión. Se puede también tener en cuenta, aunque se necesita la experiencia de varios años de funcionamiento, el costo del mantenimiento si se estima que tal material es más frágil que otro para una misma utilización.

El precio de venta actualizado sobre cincuenta años, duración de la vida adoptada para el cálculo, las duraciones de amortización son evidentemente más cortas, es la suma:

- de un término que depende del valor de las inversiones y de las cargas de mantenimiento que le son proporcionales.

- y de un término que se refiere al consumo:

$$A_0^* = K_1 I_{SP} + K_2 G$$

Si es sencillo de calcular el primer término, el segundo no puede sino eligiendo las hipótesis más probables de utilización de la estación en el curso del período considerado. Es evidente que sólo la experiencia de varios años, permitirá precisar la evolución de las demandas en el curso de un año dado, y siguiendo los progresos del riego en el curso del tiempo en un sector dado.

Se podrá entonces trazar la curva de caudales clasificados  $Q(t)$ , demandados  $Q(t)$ , demandados por la red. En el caso de un año durante el cual  $S_i$  hectáreas habrán recibido una cantidad de agua  $V$  en el período de  $p$  días de la campaña de riego, habrá sido bombeado el volumen  $V$ . Si. Ese volumen representa el valor de la integral definida de la curva de caudales clasificados:

$$\int_0^p Q(t) dt = V \text{ Si}$$

A cada valor del caudal sabemos que corresponde el valor de una potencia absorbida. Se puede por tanto trazar la curva de potencias absorbidas cuya integral definida:

$$\int_0^p W(t) dt$$

es el consumo anual en energía de la instalación.

El valor del precio de venta actualizado tomará entonces la forma siguiente:

$$A_0 = K_1 I_{SP} + K_2 \cdot c \cdot \int_0^p W(t) dt$$

donde  $c$  es el precio medio del KWh

En la práctica se apreciará el rendimiento medio  $\eta$  de la instalación para cada solución propuesta. El consumo en KWh en el curso del año de rango  $n$  tendrá el valor aproximado siguiente expresado en KWh:

$$G = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{V_n \cdot H_0}{\eta}$$

donde  $V_n$  es el volumen bombeado en el año  $n$  expresado en  $m^3$ .

El precio de venta actualizado del consumo se expresa por la fórmula aproximada.

$$G = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{V_0 \cdot H_0}{\eta} \cdot c \sum_1^{50} \frac{V_n}{V_0} \alpha_n$$

donde  $V_0$  es el volumen anual necesario en el riego del sector en completo desarrollo  $\alpha_n$  es el coeficiente de actualización del año  $n$ :

$$\alpha_n = \frac{1}{(1+i)^n}$$

siendo  $i$  la Tasa de actualización considerada.

De una solución a otra, solo el valor de  $\varphi$  y el de  $I_{SP}$  son variables y se comparan para acabar las sumas de la forma:

$$A_0^* = K_1 I_{SP} + K_2 \frac{1}{\varphi}$$

Se constata que el segundo término es a menudo preponderante en la comparación.

## 1.2. LAS REGULACIONES EN REGIMEN DISCONTINUO

### 1.2.1. Resumen de soluciones clásicas

Antes de abordar el capítulo de las estaciones hidróforas en régimen discontinuo, nombraremos brevemente las soluciones clásicas adoptadas sea en riego sea en abastecimiento de agua.

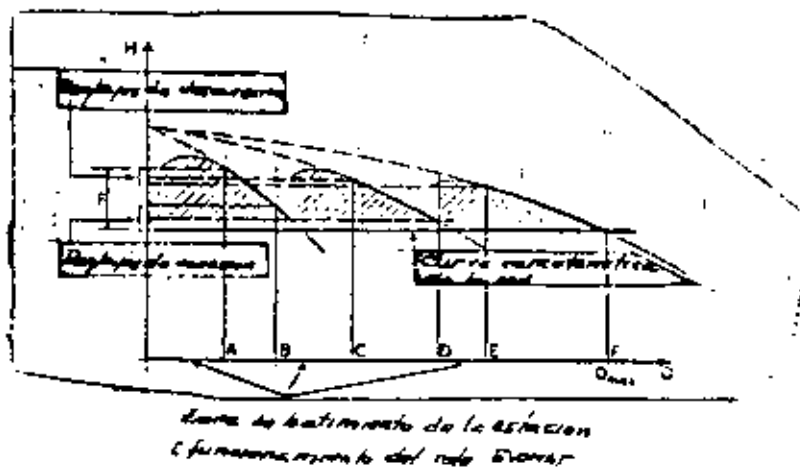
Se trata esencialmente de regulaciones sobre depósito de agua. Presenta al interés de una gran simplicidad y conducen a un rendimiento excelente de la instalación. Se puede en efecto elegir una horquilla de regulación relativamente débil, gracias a un tarado preciso de los niveles y de funcionar sobre la zona de rendimiento óptimo de las bombas.

Tiene el inconveniente de acrecentar el costo del equipo. En efecto tiene el defecto de que sino se dispone la estación en un lugar topográficamente favorable, hay que construir un depósito de gran altura o buscar más lejos la implantación favorable. Este alejamiento hará necesario una línea de mando costosa y provocará por otra parte un crecimiento del costo de la red en sí.

## 2. Regulación manométrica simple

Este tipo de regulación tiene por principio la detección por dos manostatos de las presiones variables en una cuba de aire comprimido (cálculo definido en el capítulo precedente).

Por razones de comodidad de explotación se adoptan bombas de características idénticas. A cada una se ha asociado un manostato cuyo reglaje fija la zona de funcionamiento determinando las horquillas individuales AB, CD, EF, (fig. 2)



La diferencia de presión ( $H_A - H_F$ ) define la horquilla global de la instalación.

Los valores de reglaje de los manostatos estarán evidentemente decalados de un grupo a otro para evitar el funcionamiento intempestivo de la instalación en la proximidad de las presiones de reglaje.



Funcionamiento

El funcionamiento más simple depende del valor  $Q$ , del caudal demandado por la red:

- si  $Q < Q_A$  : La primera bomba bate sobre el depósito, la frecuencia de batimiento es función de la horquilla.  $(H_A - H_B)$ , del volumen de la cuba y del caudal de la red.
- Si  $Q_A < Q < Q_B$  : La estación se estabiliza sobre el punto característico correspondiente  $(H, Q)$ .
- si  $Q_B < Q < Q_C$  : La segunda bate en las mismas condiciones que precedentemente, la bomba nº 1 está en marcha continua.

Disminución del volumen de la cuba

Con este sistema de regulación, las bombas de características de pendiente fuerte darán para un caudal dado una mejor definición de la presión. Las zonas de funcionamiento determinarán entonces zonas estrechas de caudal de régimen estable. El depósito será por lo tanto frecuentemente solicitado.

Su volumen mínimo está dado por la relación:

$$V = \frac{T_c \cdot q_m}{4} \cdot \frac{H_1 + a}{H}$$

expresión en la cual:

- $q_m$  será relativamente grande en razón de la forma de las características.
- $H$  será tan pequeña como sea posible para evitar un rendimiento demasiado bajo.

El depósito será por lo tanto la mayoría de las veces bastante importante y por lo tanto costoso.

El constructor austriaco Vögel imaginó un artificio interesante que permite soslayar éste contratiempo. Consiste en introducir, en el sistema de mando de los grupos, el aparellaje sistema "Evomat".

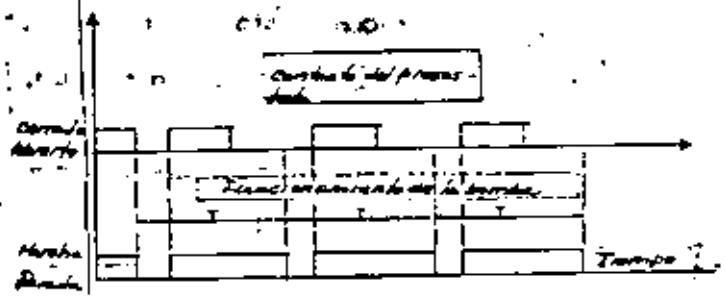
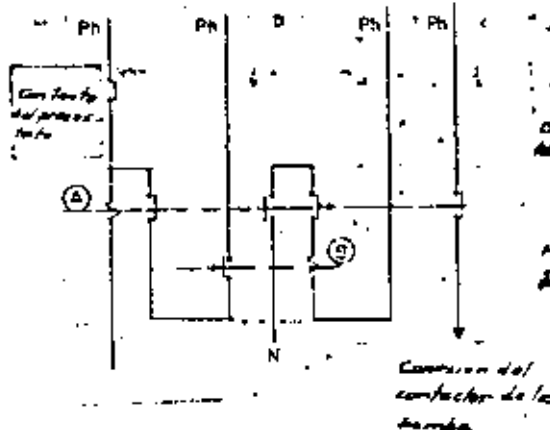
Este aparellaje trata sobre la parada de la bomba por la combinación de dos relés temporizados, según el esquema . . . . . En presión baja, el presostato se cierra, se excita A, cuya contacto de realimentación pasa por un contacto temporizado a la apertura de B. El diagrama de la marcha de las bombas que se obtiene está indicada por la figura . . . . .

Vemos que si los tiempos entre dos aperturas sucesivas del presostato son inferiores a los tiempos T de la temporización del relé, la bomba continuará girando hasta el fin del tiempo de reglaje, cualesquiera que sean las solicitudes del presostato de mando. Por contra, si los intervalos de tiempo que separan dos cierres del presostato son superiores a T, al relé B tendrá tiempo de desexcitarse, y la bomba se parará normalmente por la apertura del presostato. En resumen, el intervalo entre dos conexiones sucesivas de la bomba será siempre igual o superior al tiempo de reglaje elegido.

*Relé Evomat*

*Esquema de funcionamiento*

*Diagrama de funcionamiento*



La frecuencia máxima de batimiento de los grupos no está determinado por el volumen del depósito sino por el aparellaje EVOMAT. Se puede por lo tanto sin inconveniente para el funcionamiento, disminuir el volumen de la cuba.

Para entonces la presión máxima de impulsión no está definida por el reglaje alto del presostato, porque después de su apertura la bomba continúa girando y la presión subiendo hasta la ruptura por el Evomat.

Se sigue evidentemente una disminución del rendimiento de la instalación y esfuerzos suplementarios sobre el aparellaje de la red.

Se notará también que si el volumen de la cuba ha sido reducido de forma exagerada, ciertos caudales demandados provocarán la subida de la presión en la proximidad de la presión de la válvula cerrada. Otro de los riesgos de inestabilidad que entrañan, es que será imposible regular las protecciones contra las descargas, que utilicen relés de potencia (tipo RM 6 por ejemplo).

El sistema es sin embargo eficaz por la seguridad de funcionamiento que procura; es simple, perfectamente adaptado a las pequeñas instalaciones.

#### Mando del compresor

La renovación del aire disuelto en contacto con el agua en la cuba se hace muy clásicamente por la puesta en marcha del compresor por una duración dada al paso del nivel alto (nivel demasiado alto).

En el caso donde se emplea el sistema Evomat, se debe recurrir a otro procedimiento. La puesta a punto del aire en la cuba se hace entonces comparando a cada conexión de la bomba el nivel del agua con su nivel normal. Si el nivel no es bastante bajo, un contacto en serie con el presostato de mando pone en servicio el compresor por un tiempo determinado.

#### Crítica del sistema de regulación

En conjunto, este tipo de instalación tiene la ventaja de una gran simplicidad. Es poco costoso en aparellaje, y en relés, y los gastos de entretenimiento son muy reducidos.

Sin embargo presenta el inconveniente de entrañar un mal rendimiento  $\eta$ , que conduce a no emplearlo en el caso de estaciones de alguna importancia.

La horquilla global de la instalación F es en efecto importante.

Esto resulta esencialmente de la débil sensibilidad de los presostatos, más corrientes que no permiten adoptar para las separaciones ( $H_B - H_D$ ) ( $H_D - H_F$ ), valores inferiores a 300 milibares, si se pretenden evitar arranques o paradas intempestivas en los niveles de las presiones de reglaje.

Si por ejemplo cada estación contiene 4 bombas, se perderán 900 milibares que se añadirán a la horquilla individual de las bombas, cuyo valor está corrientemente comprendido entre 1,5 y 2 barías.

En esas condiciones, F estará comprendida entre 2,4 y 2,9 barías valor importante que puede entrañar:

- el sobrepasar la presión máxima admisible por la red.
  - una pérdida de energía importante correspondiente al área sombreada de la figura.
- Ella conduce a un débil rendimiento de la instalación; a pesar del alto nivel del rendimiento de las bombas en sí ( $0,40 < \eta < 0,60$ ).

Por tanto reservamos este tipo de regulación para estaciones de pequeña capacidad cuyo número de grupos sea inferior o igual a 3.

Para las estaciones más importantes, se buscará la forma de reducir la horquilla global de regulación. Es por lo que hemos adoptado los procedimientos siguientes, que estarán emparejados con la regulación manométrica simple:

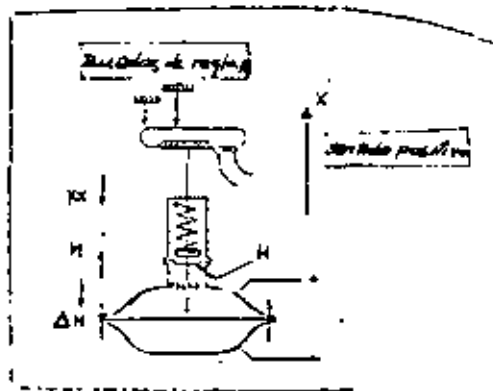
- Regulación por presostatos dependientes del caudal (procedimiento Jeumont - Vogel)
- Regulación con horquillas constante (la misma presión de reglaje para todas las bombas).
- Regulación manométrica con conexión temporizada (procedimiento KSB - SEREA)
- Regulación manométrica teniendo en cuenta caudal (procedimiento CDC)

Estos tres dispositivos han sido realizados en nuestras instalaciones o están en curso de serlo. Nosotras damos una descripción en los párrafos que siguen :

### 1.3. Regulación por presostatos atendiendo al caudal

( procedimiento Jeumont-Vögel )

El constructor austriaco Vögel ideó reducir la horquilla global  $F$ , actuando por medio de un artificio hidráulico sobre las separaciones impuestas por la sensibilidad de los presostatos. Para esto, este constructor ha puesto a punto un presostato especial representado esquemáticamente sobre la figura 11, llamado presostato compensado. Su principio consiste en oponer a la fuerza ejercida por la presión  $H$  de impulsión de la estación sobre el resorte del presostato, la fuerza en sentido contrario resultante de la depresión  $\Delta H$  engendrada por un venturi situado a la salida de la estación.



La fuerza resultante aplicada al resorte es de la forma :

$$Q = a H - b \Delta H$$

La depresión  $\Delta H$  proporcional al cuadrado del caudal y por tanto:

$$Q = a H - c Q^2$$

A cada presostato se puede asignar una presión de conexión y una presión de desconexión fijadas por la tensión del resorte ( regulable con la ayuda de dos ruedecitas indicadas sobre la figura ) :

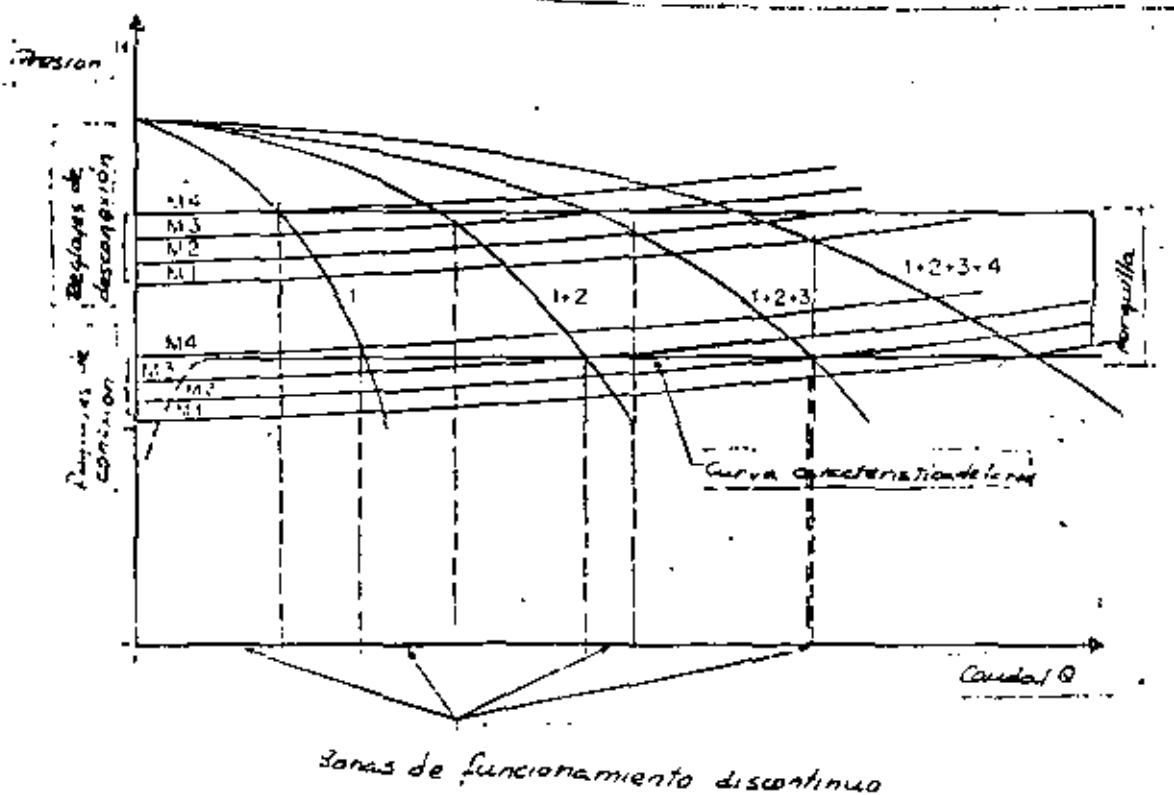
$$Q = K ( X_0 - X )$$

En definitiva, mientras que la característica de un presostato simple es independiente del caudal ( recta con ordenada constante ), la del presostato compensado es una parábola de ecuación.

$$H = A ( X_p - X ) + B Q^2$$

Se ve que se puede hacer un ajuste correcto de la presión de reglaje. Es en efecto posible elegir el órgano deprimógeno, que permitirá situar todas las presiones de conexión en la proximidad de la curva característica de la red y no está sujeto más que a elegir una horquilla individual conveniente.

El esquema de la regulación toma entonces la forma que se indica en la figura .



El equipo de las estaciones que utilizan este procedimiento está la mayoría de las veces completado por el empleo del sistema EVOMAT.

### Crítica del sistema

Este dispositivo conduce a una reducción sensible de la horquilla de funcionamiento por eliminación de la incidencia de las separaciones de reglaje. Es un procedimiento simple y poco costoso. Necesita evidentemente, el empleo de un órgano deprimógeno, pero éste es utilizado también para la medida del caudal.

Sin embargo la realización tecnológica de estos manostatos queda imperfecta. Los contactos se hacen con la ayuda de ampollas de mercurio, bastante sensibles a las variaciones bruscas de la presión debida a los arranques o a las paradas bruscas de las bombas. Las membranas están a menudo mal adaptadas a las presiones importantes de las redes de riego.

Las puestas a punto se realizan actualmente en colaboración con los constructores. Las mejoras aportadas confirmarán el interés de un dispositivo que seduce tanto por su simplicidad, como por su bajo precio de venta.

## 1.2.4. Regulación a horquilla constante y temporización

( procedimiento SEREA-KSB )

### Principio de funcionamiento

En lugar de afectar un presostato a cada bomba, se utilizará para todas un solo tarado de presión alto y bajo. Ese tarado se realiza en efecto por una lectura de nivel en el depósito hidroneumático. El nivel bajo provocará las conexiones de los grupos, el nivel alto dará las órdenes de parada.

La orden de conexión pone en marcha un programa de arranques sucesivos de los grupos, en un orden determinado, y a intervalos regulares fijados por un conjunto de relés temporizados ( por ejemplo cada 7 segundos ).

A la inversa, cuando se da la señal de parada por el paso a nivel alto, el programa desconecta sucesivamente los grupos en orden inverso.

### Precauciones particulares

Como puede verse el principio es muy simple, pero se necesitan ciertas precauciones.

1º. Para dar indicaciones fieles y a fin de quedar dentro de las razones de funcionamiento impuestas, el tarado de los niveles debe ser absolutamente riguroso, y de responder exactamente a las presiones requeridas.

Para obtener este resultado, se equipa a la estación de tres órganos esen ciales:

- una válvula motorizada que aísla la estación de la red.
- una electroválvula de inyección de aire en el depósito
- un dispositivo de arranque a caudal nulo independiente de la regulación normal.

Este dispositivo funciona de la manera siguiente: Cuando se pone en marcha la estación, bien voluntariamente, o bien después de un retorno de la corriente, o después del disparo por defecto, la válvula motorizada se cierra si no lo está ya. La estación se encuentra aislada de la red. Una bomba sube el nivel en el depósito hasta la posición de nivel alto, y después se para. La electroválvula del circuito de aire comprimido se abre hasta que la presión en el depósito alcanza la presión característica de la red correspondiente al nivel alto en el depósito.

Terminada esta preparación, la válvula motorizada se abre progresivamente y la regulación normal entra en servicio.

En el curso de la marcha normal de la instalación, sobre una señal de nivel determinado, se compara el valor de la presión con el valor de consigna, y se hace una puesta a punto, si es necesario poniendo bajo tensión la válvula de inyección de aire.

2º. Existe un cierto decaje entre la orden dada por los niveles de reglaje, y el momento donde el nivel de agua evoluciona en el depósito. No es por tanto cierto que se pueda ajustar exactamente el número de bombas que ha provocado la orden y se corre el riesgo de un bamboeo de la instalación.

Para obtener el ajuste requerido, y estabilizar el funcionamiento, se completa el equipo con un dispositivo que consiste en colocar en la tubuladora



de salida del depósito, un indicador del sentido del agua.

Cuando el sentido de circulación se invierte, el contacto asociado al indicador, detiene el programa de puesta en marcha o de parada de los grupos según el caso.

Fraccionamiento

Como por las regulaciones precedentes y por razones análogas, se ha buscado reducir el volumen del depósito, en el caso presente se actúa a la vez sobre el término  $q_m$  y sobre el tiempo  $T_c$ .

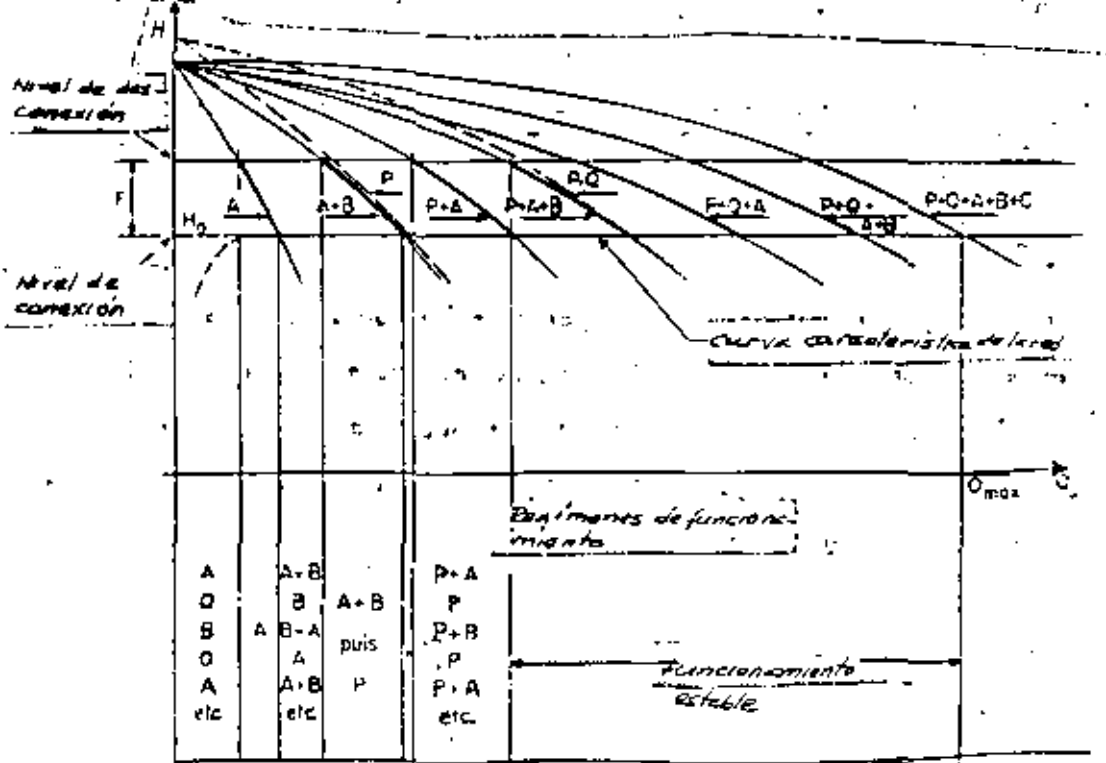
La acción sobre  $q_m$  se obtiene utilizando dos tipos de bomba, de las cuales las mas pequeñas son de un caudal mitad del de las bombas principales. Los batimientos se producen siempre sobre las bombas pequeñas. Las bombas principales no están en servicio más que cuando está asegurada su marcha estable.

La acción sobre  $T_c$  se obtiene permutando las órdenes de desconexión de las bombas pequeñas cuando ellas son requeridas por el sistema.

El funcionamiento de una estación que tiene dos bombas de caudal  $q$  ; y tres bombas de caudal  $q/2$  está ilustrada por la figura

Designada por A, B, C, las pequeñas bombas y por p y Q las bombas principales, el programa de puesta en servicio será el siguiente:

O / A / A + B / P / P + A / P + A + B / P + Q / P + Q + A / P + Q + A + B / P + Q + A + B + C



En la zona de demanda del caudal en régimen intermitente, el tipo de funcionamiento será por ejemplo el siguiente :

$$P + Q + A / P + Q / P + Q + B / P + Q \text{ etc.}$$

### Crítica del sistema

La horquilla global de la estación se reduce al máximo compatible con un funcionamiento normal de las bombas.

Se sigue un débil aumento de la presión en relación con la presión característica de la red y un excelente rendimiento de la instalación.

Por el contrario el automatismo es relativamente complejo. Se necesitan un tarado de los niveles tremendamente preciso, una verificación periódica de las condiciones de arranque de la estación, y el empleo de un gran número de relés. Los riesgos de averías son por lo tanto más numerosas que en las soluciones clásicas.

Estas son las razones por las cuales además de haber hecho un ensayo con relés clásicos, se ha orientado la construcción hacia relés estáticos con transistores. Este sistema tiene la gran ventaja de no emplear plazas móviles y eliminar totalmente los desgastes en un automatismo donde el material se le somete a un duro esfuerzo.

Cuando las puesta a punto ha sido bien hecha, esta forma de regulación resulta satisfactoria.

### 1.2.5. Regulación con presostatos y caudalímetro asociados

( Procedimiento CdC )

#### Funcionamiento

El diagrama de funcionamiento de las bombas se establece entre dos límites de presión relativamente próximos, correspondientes a una presión de conexión igual a la presión característica de la red, y a una presión alta de desconexión. Un presostato detecta esos límites y da los órdenes de puesta en servicio o de parada según los casos.

Por otra parte, un caudalímetro, colocado a la salida de la estación, analiza en todo momento las variaciones de demanda de la red y fija el número de grupos necesario para satisfacer esta demanda según el diagrama de funcionamiento.

En la puesta en servicio la primera bomba está preparada; obedece en seguida a la orden del presostato. Cuando el caudal demandado alcanza el máximo caudal de una bomba, una segunda bomba en su turno se pondrá en marcha, cuando el presostato de una orden de conexión, etc.

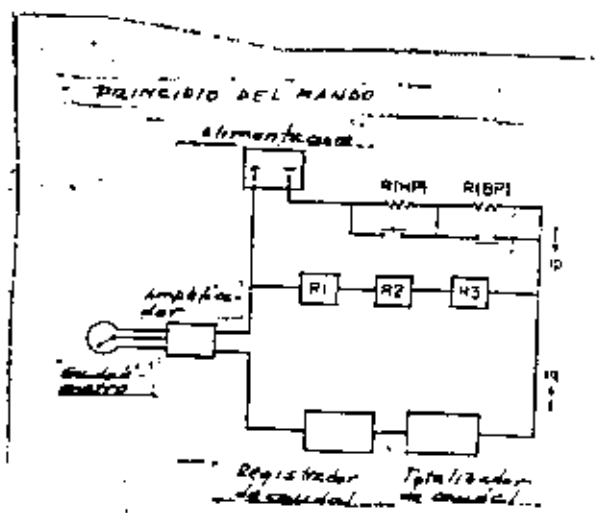
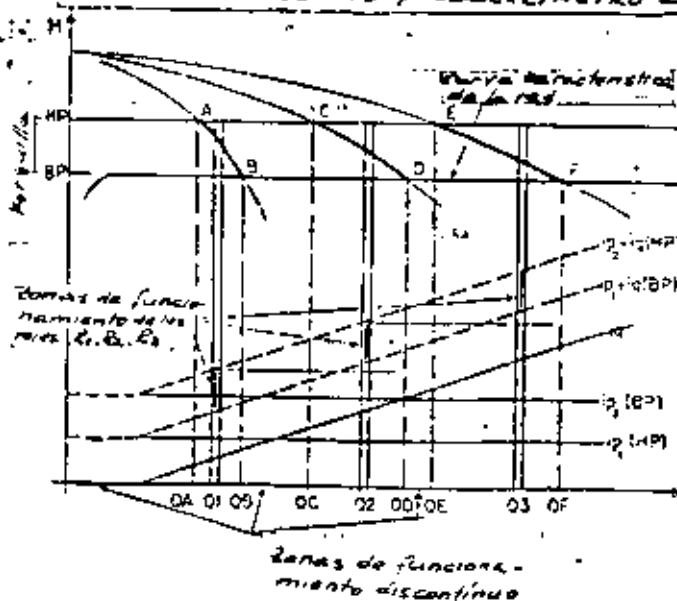
Se puede decir esquematizando las cosas, que el orden de puesta en servicio o parada, preparado por el caudalímetro es confirmado por el presostato.

Prácticamente, la orden se da por las una de dos corrientes:

- Una corriente  $i_p$  producida en un circuito en el cual las puestas o no en serie de resistencias permiten una variación brusca de su valor, según la posición del presostato ( $i_p$  varía entre dos valores discretos  $i_{p1}$  e  $i_{p2}$ ).
- Una corriente  $i_q$  producida a partir del caudalímetro por intermedio de un amplificador ( $i_q$  varía linealmente en función del caudal).

La función ( $i_p + i_q$ ) pasa en los circuitos de relés  $R_1, R_2, R_3$  a los caudales están asociados las bombas  $P_1, P_2, P_3$ . Las zonas de funcionamiento de los relés se sitúan entre las dos rectas ( $i_{p1} + i_q$ ) o ( $i_{p2} + i_q$ ).

DIAGRAMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA REGULACION SOBRE PRESOSTATO Y CAUDALIMETRO ASOCIADOS



La figura representa el diagrama de funcionamiento de este tipo de regulación. En los intervalos  $0-Q_A$ ,  $Q_B-Q_C$ ,  $Q_D-Q_E$ ; el régimen es discontinuo; la enésima bomba sometida a las solicitaciones del presostato, está en función intermitente.

En los intervalos  $Q_A-Q_B$ ,  $Q_C-Q_D$ ,  $Q_E-Q_F$ , el régimen es estable. En la proximidad de los caudales  $Q_1$ ,  $Q_2$  y  $Q_3$  comprendido en esos intervalos, los valores que toman las corrientes  $i_q$  ( $i_{q1}$ ,  $i_{q2}$ ,  $i_{q3}$ ) son suficientes ellos solos para excitar los relés  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$  asociados a cada uno de los tres grupos.

### Crítica del sistema

Esta regulación presenta el interés de una gran simplicidad en su realización. La horquilla es muy débil y conduce a un rendimiento excelente. El manejo de relés es simple.

El caudalímetro utilizado, no necesita ser de una gran precisión, puesto que sólo nos interesa evaluar una zona de caudal. El empleo de un simple diafragma es suficiente.

La corriente  $i_q$  alimentando  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$  alimenta igualmente el registrador y el totalizador de caudal cuyo presencia es por otra parte necesario en toda estación de bombas.

## 1.3 LAS REGULACIONES EN REGIMEN CONTINUO

Se trata de regulaciones que tienen por principio la adaptación en cada instante del caudal de la estación de bombeo al caudal demandado por la red.

Los dispositivos principalmente pueden ser empleados a este efecto:

- la regulación caudalimétrica clásica.
- la regulación que utiliza grupos de velocidad variable.

### 1.3.1 Regulación caudalímetrica

#### Funcionamiento

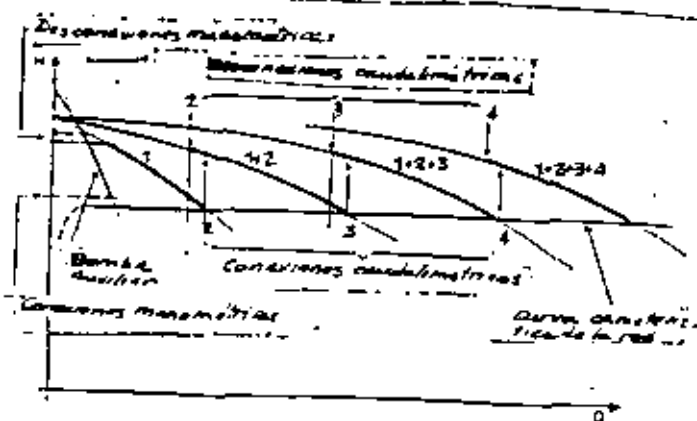
Mientras que todos los sistemas de regulación utilizados hasta aquí, han utilizado la medida de una magnitud ( presión o nivel ), cuya variación resulta de la variación de caudal demandado, ahora es esta variable directamente la que es utilizada.

A cada demanda de la red, corresponde un punto de funcionamiento estable de la estación de bombeo. Si el caudal aumenta, el punto de funcionamiento describe la curva característica de la bomba, o de las bombas en paralelo.

Cuando el caudal alcanza el valor para el cual la presión en la impulsión es igual a la presión característica  $H_0$  de la red, el caudalímetro da un orden de conexión a una bomba suplementaria. La presión subirá entonces rápidamente hasta el valor que corresponda a los nuevos caudales demandados por la red.

Una disminución del caudal ocasionará un desplazamiento del punto en sentido inverso. De la misma manera, el caudalímetro dará las ordenes de desconexión necesarias.

La figura ilustra el funcionamiento de una estación de bombeo, según este principio.



Para evitar la inestabilidad del funcionamiento en las proximidad de los caudales de conexión de las bombas, se declararán los ordenes de desconexión a valores del caudal sensiblemente inferiores a los precedentes. Se tendrá recubrimiento de las zonas de funcionamiento.

Se ve bien que este procedimiento necesita el empleo de bombas de característica plana, para obtener sin dificultad el recubrimiento de las zonas. Esto va en el sentido de aumento del rendimiento de la estación gracias a la disminución de la horquilla que resulta. Hará falta simplemente asegurar que las zonas de funcionamiento utilizadas corresponde al óptimo de la colina de rendimiento de los grupos mismos.

Está claro que este procedimiento no puede ser aplicado con eficacia, más que si la medida del caudal es correcta. Hace falta disponer de un aparellaje de buena precisión sobre todo el campo de medida, y de gran fidelidad. Estas condiciones inciden sobre la extensión de los recubrimientos, y sobre el ajuste del diagrama de bombeo a la curva característica de la red.

Es por tanto necesario disponer de un excelente aparellaje caudalimétrico.

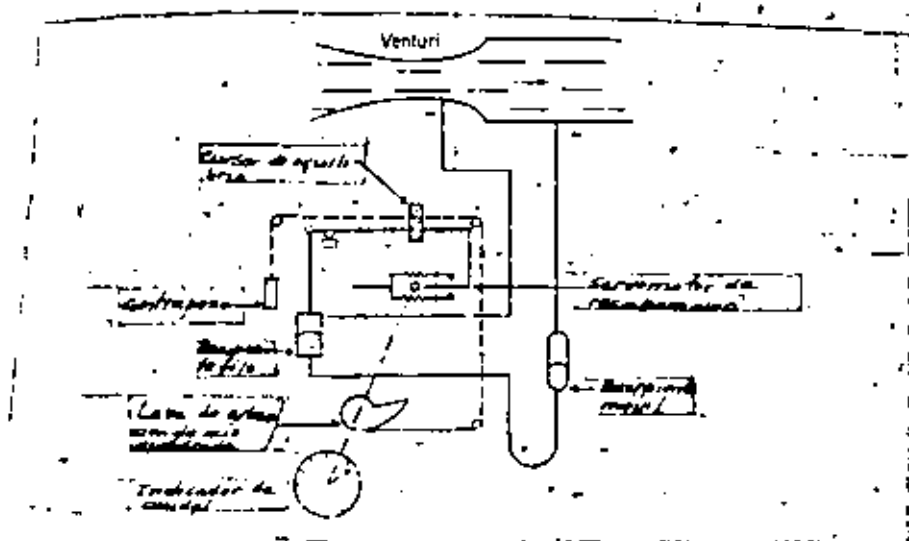
### Caudalímetro

La mayor parte de los caudalímetros utilizados son manómetros diferenciales colocados sobre los órganos deprimógenos ( diafragma o venturi ) intercalados sobre el colector de impulsión. La medida es muy imprecisa para caudales débiles, a menos que se elija un órgano deprimógeno de muy gran pérdida de carga para el caudal máximo. Eso sería un nuevo inconveniente en razón de la pérdida de energía que representa, y a causa de la dificultad de elegir un manómetro diferencial apropiado. Los caudalímetros más corrientes no darán por lo tanto medida adecuada más que por encima de 15 al 20 % del caudal nominal, para los cuales son calculados.

La primera consecuencia es la importancia del caudal unitario de los grupos, y por lo tanto su caudal medio.

Hará falta por consecuencia recurrir a depósitos de gran tamaño, para asegurar la regulación en zonas de caudales débiles. Se buscará evidentemente franquear esta dificultad por diversos artificios. El que se nos ocurre inmediatamente consistirá en permutar circularmente las órdenes de conexión de un grupo al siguiente si son idénticos. Hemos visto el inconveniente de este procedimiento.

Se podrá también, y ese sistema es preferible, cubrir la zona de pequeños caudales por uno o varios grupos de características más débiles, manjeados por presostatos. Es el esquema representado sobre la figura 3. Estos grupos se quedarán fuera de servicio, cuando las bombas principales entran en servicio; sólo podrán ser puestas de nuevo en funcionamiento, ya en la zona de los grupos principales, para hacer frente a puntas excepcionales de la demanda.



La segunda exigencia del procedimiento caudalimétrico se trata de la calidad en sí misma de los caudalímetros. Sólo los aparatos muy precisos, y a menudo muy costosos, podrán ser empleados en varias instalaciones. Su funcionamiento es irreprochable. Los caudalímetros electromagnéticos, los cuales hemos ensayado se adaptan perfectamente a este tipo de regulación. Desgraciadamente el precio de estos aparatos no permite utilizarlos más que para grandes instalaciones.

### Grupo de seguridad

Una particularidad del procedimiento caudalimétrico reside en la necesidad de disponer de un grupo de seguridad.

En las regulaciones manométricas, o sobre niveles tarados; si un grupo se avería, la presión baja, y el grupo siguiente toma automáticamente el relevo. En el sistema que nos ocupa sin embargo, la avería de un grupo entraña una baja de presión correspondiente al caudal demandado impulsada por  $(n-1)$  grupos. La red actúa con la parada de las tomas de riego más alejadas. El caudal baja hasta la parada completa de la instalación. Hay una parada progresiva de la cascada caudalimétrica.

Hace falta por tanto, y esto es un imperativo, que un grupo de reserva tome inmediatamente el lugar del grupo que ha fallado. Esto se puede realizar por un sistema de enclavamientos adecuados. Se puede mandar ese grupo de seguridad por medio de un contacto de presión ligeramente inferior a la presión característica de la red y con desconexión, a una presión ligeramente superior a la presión máxima de la horquilla.

Se hace notar que este imperativo implica que la estación está equipada con bombas principales idénticas.

### Crítica del sistema

La gran ventaja de esta solución reside en el funcionamiento continuo de la estación para todo el caudal superior al caudal de desconexión de la primera bomba. Esto de cara a la explotación es muy interesante por la menor fatiga del material. El rendimiento es muy bueno gracias al empleo de bombas de características planas.



Sin embargo los caudalímetros empleados son muy costosos, lo que limita el dominio de esta regulación a instalaciones relativamente importantes.

### 1.3.2. Utilización de motores de velocidad variable

No se han realizado instalaciones utilizando este procedimiento. Diremos simplemente, que parece a priori muy atractiva la idea de utilizar motores de velocidad variable para accionar bombas, y ajustar así en cada instante el caudal y la presión de la bomba a la demanda de la red. El rendimiento de la instalación obtenido sería excelente. Sin embargo, el aparellaje utilizado para la realización del sistema de velocidad variable es complicado y costoso; los motores mismos son caros. El caudalímetro es el órgano de mando mejor adaptado hasta ahora.

Se notará por otra parte que la forma misma de la curva característica de la red de riego impide sacar verdadero partido del procedimiento. Es cierto que el procedimiento está mucho mejor adaptado a estaciones de bombeo hechas para trabajar sobre curvas cuadráticas clásicas.

## 2. Conclusión

La experiencia que se ha adquirido de la puesta a punto de la explotación y del entretenimiento de diversas tipas de estaciones de bombeo automáticas nos permite pensar que los sistemas de equipamiento y de regulación, tienen cualidades propias interesantes. Cada caso particular necesitará un examen profundo, y una comparación objetiva de las diferentes soluciones que se presentan.

La elección estará influenciada por la búsqueda del mejor rendimiento. Pero si esta adquisición se traduce en una complicación exagerada de los automatismos eléctricos o de los circuitos auxiliares, o menuda generadores de un aumento importante del costo de la instalación, se preferirá un sistema que puede ser menos satisfactorio, pero de funcionamiento más seguro y entretenimiento menos delicado.

Los mejores sistemas son aquellos que instalan el aparellaje más simple y el menos sensible a los desreglajes, a los efectos del agua bruta, y a las variaciones de tensión entre otras causas. Pueden unir a esas ventajas las cualidades propias de la concepción que permitan alcanzar al fin buscado a priori que es la elevación del rendimiento de la instalación,

En el cuadro donde referíamos nuestro propósito, no hemos abordado ciertos aspectos particulares de los equipos de las estaciones para riego. Todas están equipadas de numerosas protecciones, y por tanto haría falta hablar de cada una de ellas.

Se notará para acabar que el campo de experiencias abierto para estas instalaciones está lejos de ser totalmente explorado. Nuevos sistemas serán puestos a prueba, y nuevos aparellajes ensayados. La transistorización de los automatismos en particular es un tema que no está agotado: Esto aportará sin duda grandes simplificaciones, además de una gran seguridad de funcionamiento, y un aligeramiento en los gastos de entretenimiento.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

V. 4.- CALCULO HIDRAULICO DE LOS ELEMENTOS DE UNA  
RED DE RIEGO POR ASPERSION

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979



## V.4.- Cálculo hidráulico de los elementos de una red de riego por aspersión

Dr. José E. TORRES

(1)

### 5. DISTRIBUCION UNIFORME Y DISCRETA DE CAUDALES

Cuando el número de tomas uniformemente espaciadas y de ivando un caudal prácticamente constante a lo largo de la conducción, es pequeño, la línea piezométrica se aparta de la correspondiente a la distribución continua, tanto más cuanto menor es el número de derivaciones.

Sin embargo, en los proyectos de riego por aspersión se presenta en la mayoría de los casos este tipo de distribución siendo por ello de gran interés el estudio de los métodos e hipótesis de cálculo que permiten, en definitiva la elección del diámetro o diámetros de una conducción determinada.

El presente capítulo lo dedicamos a la exposición tanto de los métodos generales que sirven de base a este cálculo, como su aplicación a los casos que con mayor frecuencia se darán en la práctica.

Estos métodos se basan, en general, en tratar de evitar el cálculo de la pérdida de carga total como suma de las que se producen en cada uno de los tramos existentes entre dos derivaciones continuas, tramos que conducen un caudal constante, pues ello llevaría a un elevado número de operaciones que, generalmente, no compensan la finalidad perseguida.

#### 5.1 Estudio de las diferencias entre las distribuciones continua y discreta

En la fig. 5.1, se ha representado una conducción con  $N$  tomas uniformemente espaciadas, habiéndose dibujado esquemáticamente, sobre la misma, dos líneas piezométricas, una continua, que corresponde a distribución discreta, y otra a trazos, que es la que se obtendría en una distribución continua con un número muy elevado de derivaciones. El dibujo corresponde a una misma conducción de longitud  $L$  y diámetro  $D$ , y de forma que, siendo en ambos casos el caudal en el extremo nulo, el caudal derivado en toda la conducción es el mismo.

(1).- José L. DE PACC. "Conducciones con servicio en Ruta.-Universidad Politécnica de Valencia 1974"

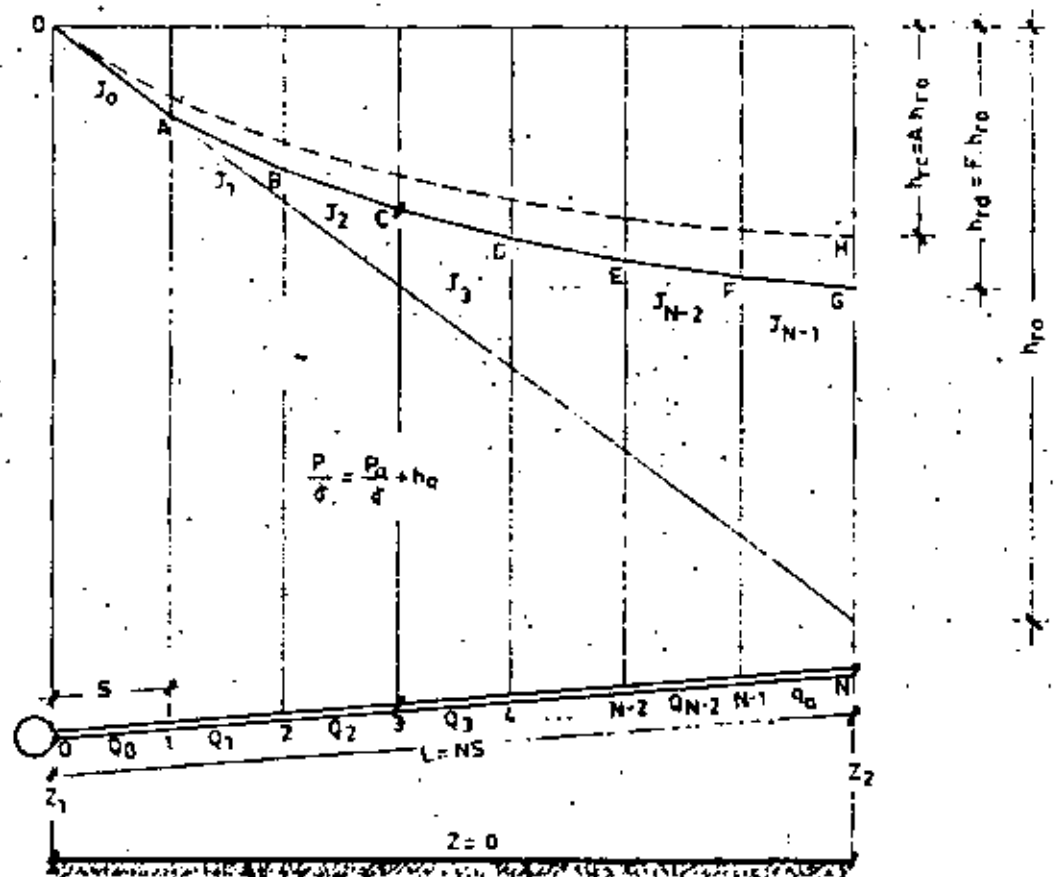


Fig. 5.1.—Líneas piezométricas en los casos de distribución continua (OH) y distribución (OG).

Es decir, que para la distribución continua:

$$Q_0 = q L \quad (5.1)$$

siendo  $q$  el caudal derivado por unidad de longitud, y para la distribución discreta:

$$Q_0 = N q_s = N' q s = q L \quad (5.2)$$

en la que  $q_s$  es el caudal derivado en cada toma, espaciadas una distancia  $s$  constante, a lo largo de la conducción.

Las diferencias entre las dos líneas piezométricas se deriva del siguiente hecho:

Es evidente que en el punto inmediato aguas abajo del origen de la conducción, los caudales serán iguales a  $Q_0$ , pero, sin embargo a lo largo del tramo 0-1, en la distribución continua el caudal irá disminuyendo y, con éste, la pérdida de carga unitaria  $J_0$ . Mientras que, en todo este tramo en la distribución discreta el caudal es igual a  $Q_0$ , puesto que aún no se ha llegado a la primera derivación, y por lo tanto la pérdida de carga unitaria será igual en todo este recorrido ( $J_0$ ).

Análogamente, en el punto inmediato aguas abajo de la derivación 1 los caudales serán iguales:

$$Q_1 = Q_0 - q s = Q_0 - q_s \quad (5.3)$$

y por tanto, la pérdida unitaria  $J_1$ , constante en el tramo 1-2 de la distribución discreta, será paralela a la tangente a la línea piezométrica (recordamos que se desprecian los términos  $V^2/2g$ ) en el punto 1 del caso de distribución continua, y así, en el último tramo ( $J_N$ ) será paralela a la tangente a la curva OH en el punto N-1.

De este hecho se deduce que la pérdida de carga producida desde el origen hasta cualquier punto de la conducción será siempre mayor, a igualdad de las restantes condiciones, en la distribución discreta que en la continua.

Puesto que la teoría general para el cálculo de pérdidas por rozamientos en esta última ha quedado establecida en el capítulo anterior, veamos ahora la correspondiente a una distribución discreta.

## 5.2. Procedimiento general para el cálculo hidráulico

El método de cálculo se basa en los hechos siguientes:

a) En la hipótesis establecida de que  $Q_e = 0$ , hemos demostrado en el

párrafo A.4.1.2 del Apéndice 4.1, es (4.1.21), que la pérdida de carga total en el caso de una distribución continua puede expresarse como:

$$h_{rc} = A M L Q_o^m = A h_{ro} \quad (5.4)$$

siendo  $A = 1/1+m$  y  $h_{ro}$  la pérdida de carga que se produciría si toda la conducción llevase el caudal  $Q_o$  del origen.

b) J. E. Christiansen ha establecido que la pérdida de carga total para una distribución discreta puede calcularse también mediante la expresión

$$h_{rd} = F M L Q_o^m = F h_{ro} \quad (5.5)$$

en la que  $F$  viene dado por la expresión:

$$F = \frac{1}{1+m} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6N^2} \quad (5.6)$$

A la vista de estas ecuaciones y del razonamiento efectuado en el párrafo anterior de este capítulo, resulta que los puntos de la poligonal O A B... G podrían unirse mediante una curva, de tal forma que si la ecuación de la OH correspondiente a la distribución continua es (ver ec. (4.1.9) del Apéndice 4.1):

$$h_{rc} = A \frac{M}{q} \left[ Q_o^{1+m} - (Q_o - q)^{1+m} \right] \quad (5.7)$$

con  $A = 1/1+m$

la ecuación de esta curva para distribución discreta fuese:

$$h_{rd} = BA \frac{M}{q} \left[ Q_o^{1+m} - (Q_o - q)^{1+m} \right] \quad (5.8)$$

en la que  $B > 1$  e igual a:

$$B = \frac{F}{A} = 1 + \frac{1+m}{2N} + \frac{1+m}{6N^2} \sqrt{m-1} \quad (5.9)$$

con lo que resulta para la ec. (5.8):

$$h_{rd} = F \frac{M}{q} \left[ Q_o^{1+m} - (Q_o - q)^{1+m} \right] \quad (5.10)$$



Esta ecuación, en la que  $q = q_0/\rho$ , según se desprende de la ec. (5.2), en rigor sólo es aplicable a los puntos A, B, C... G; sin embargo, permite disponer de un elemento para el cálculo analítico de distribución discreta que es de sumo interés.

Según esto, todo lo expuesto en el Apéndice 4.1 para una distribución continua es aplicable a una distribución discreta sin más que sustituir los factores:

$$\frac{1}{1+m}$$

que en las diversas ecuaciones aparecen, por el factor  $F$  de Christiansen dado por la expresión (5.6).

Las aplicaciones particulares de esta teoría se irán exponiendo en cada caso a lo largo de este capítulo.

### 5.2.1. Tablas para la determinación del factor $F$ de pérdidas de carga por rozamiento.

A partir de la ec. (5.6) que da  $F$  en función del exponente  $m$  del caudal en la fórmula empírica empleada y del número de derivaciones de la distribución discreta  $N$  se da la tabla 5.1, que abarca un elevado número de situaciones que pueden darse en la práctica.

Esta tabla se refiere al caso en que la distancia del primer aspersor a la derivación de la tubería principal  $S_0$  sea igual a  $S$ , es decir, igual a la que separa todas las demás tomas.

En el caso de que el primer aspersor esté de la derivación a  $S_0 = 1/2 S$ , la tabla 5.1 ha sido ajustada por Jensen, quedando la tabla 5.2.

### 5.3. Aplicación al riego por aspersión. Pérdidas de carga admitidas

Sea  $p_0/\gamma$  la presión nominal en tobera del aspersor,  $p_1/\gamma$  la presión real en tobera en un toma dada y  $p/\gamma$  la presión en la sección de la conducción en la que se instala la toma.

Si denominamos  $H_0$  la altura de la tobera del aspersor sobre el eje de la conducción y por  $h_0'$  las pérdidas de carga que se producen desde el punto de toma hasta la tobera (pérdidas en valvulas, derivación, tubo portaaspersor, etc.) y hacemos,

$$h_0 = H_0 + h_0' \quad (5.11)$$

se verificará, despreciando los términos  $V^2/2g$ :

$$\frac{p_0}{\gamma} = \frac{p}{\gamma} + h_0 \quad (5.12)$$

Tabla 5.1 para el cálculo del factor F ( $S_0 = S$ )

N	m = 1'75	m = 1'80	m = 1'85	m = 1'90	m = 2'00
1	1'000	1'000	1'000	1'000	1'000
2	0'650	0'644	0'639	0'634	0'625
3	0'546	0'540	0'535	0'528	0'518
4	0'497	0'491	0'486	0'480	0'469
5	0'469	0'463	0'457	0'451	0'440
6	0'451	0'445	0'435	0'433	0'421
7	0'438	0'432	0'425	0'419	0'408
8	0'428	0'422	0'415	0'410	0'398
9	0'421	0'414	0'409	0'402	0'391
10	0'415	0'409	0'402	0'396	0'385
11	0'410	0'404	0'397	0'392	0'380
12	0'406	0'400	0'394	0'388	0'376
13	0'403	0'396	0'391	0'384	0'373
14	0'400	0'394	0'387	0'381	0'370
15	0'397	0'391	0'384	0'379	0'367
16	0'395	0'389	0'382	0'377	0'365
17	0'393	0'387	0'380	0'375	0'363
18	0'392	0'385	0'379	0'373	0'361
19	0'390	0'384	0'377	0'372	0'360
20	0'389	0'382	0'376	0'370	0'359
22	0'387	0'380	0'374	0'368	0'357
24	0'385	0'378	0'372	0'366	0'355
26	0'383	0'376	0'370	0'364	0'353
28	0'382	0'375	0'369	0'363	0'351
30	0'380	0'374	0'368	0'362	0'350
35	0'378	0'371	0'365	0'359	0'347
40	0'376	0'370	0'364	0'357	0'345
50	0'374	0'367	0'361	0'355	0'343
100	0'369	0'362	0'356	0'350	0'338
$\infty$	0'364	0'357	0'351	0'345	0'333

Tabla 5.2 para el cálculo del factor F ( $S_0 = S/2$ )

N	m = 1'75	m = 1'90	m = 2'00
1	1'000	1'000	1'000
2	0'532	0'512	0'500
3	0'455	0'434	0'422
4	0'426	0'405	0'393
5	0'410	0'390	0'378
6	0'401	0'381	0'369
7	0'395	0'375	0'363
8	0'390	0'370	0'358
9	0'387	0'367	0'355
10	0'384	0'365	0'353
11	0'382	0'363	0'351
12	0'380	0'361	0'349
13	0'379	0'360	0'348
14	0'378	0'358	0'347
15	0'377	0'357	0'346
16	0'376	0'357	0'345
17	0'375	0'356	0'344
18	0'374	0'355	0'343
19	0'374	0'355	0'343
20	0'373	0'354	0'342
22	0'372	0'353	0'341
24	0'372	0'352	0'341
26	0'371	0'351	0'340
28	0'370	0'351	0'340
30	0'370	0'350	0'339
35	0'369	0'350	0'338
40	0'368	0'349	0'338
50	0'367	0'348	0'337
100	0'365	0'347	0'335

si suponemos  $h_a$  constante en todos los aspersores, la ec. (5.12) nos indica que las diferencias entre presiones en tobera en los distintos aspersores son iguales a las diferencias entre presiones en la conducción en las secciones correspondientes.

La hipótesis  $h_a = \text{cte}$  es válida, ya que  $H_a$  será la misma en todos los aspersores y las  $h_a$  diferirán muy poco entre sí, pues las diferencias máximas del caudal no superarán el 10 por 100 del nominal.

El caudal arrojado por cada aspersor vendrá dado por:

$$Q_a = k \sqrt{\frac{P_a}{\gamma}} = k \sqrt{\frac{P_a}{\gamma} - h_a} \quad (5.13)$$

que en el estudio analítico se supone constante por las razones expuestas.

Hechas estas consideraciones, indicaremos que la base fundamental para la determinación de los diámetros de los ramales de aspersión se fundamenta en la uniformidad de distribución de caudales en las tomas, dándose como norma el que las diferencias entre las presiones del primero y último aspersor sea inferior al 20 por 100 de la presión nominal en tobera.

Según ello, y refiriéndonos a la fig. 5.1, deberá verificarse que:

$$\frac{P_1}{\gamma} - \frac{P_N}{\gamma} < 0.20 \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.14)$$

En la práctica se adopta frecuentemente el criterio de aplicar esta norma desde el principio hasta el final de la conducción, es decir, diseñar de forma que:

$$\frac{P_o}{\gamma} - \frac{P_N}{\gamma} < 0.20 \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.15)$$

con lo que la diferencia entre presiones extremas en los aspersores será aún menor.

En esta exposición hemos supuesto que la mayor diferencia de presiones corresponde a la existente entre origen y final de la conducción; no obstante, el perfil longitudinal de la conducción determinará en realidad los puntos que deben elegirse para el dimensionado, pues si, por ejemplo, en el fig. 5.1 el perfil disminuyese bruscamente a partir de la toma N-2, probablemente en ésta estaría la menor presión.

La ec. (5.15) combinada con la ecuación de energía, planteadas ambas entre los puntos más desfavorables, conducirá a la determinación del diámetro, según iremos exponiendo.

Haremos notar que en caso de que se desee una mayor restricción en los diámetros pueden modificarse las ecs. (5.15) y (5.14) de forma que:

$$\frac{P_0}{\gamma} - \frac{P_N}{\gamma} < 0.234 \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.16)$$

con lo que se obtiene aproximadamente:

$$\frac{P_1 - P_N}{\gamma} \leq 0.20 \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.17)$$

Por otra parte, en ramales horizontales o con pendiente prácticamente uniforme, se cumple aproximadamente que la energía media en el ramal es igual a la energía en el extremo final más la cuarta parte de la pérdida de carga a lo largo del mismo y, la energía en el primer aspersor es aproximadamente igual a la media más las tres cuartas partes de dicha pérdida.

Ello da origen a un método frecuentemente empleado que consiste en dimensionar el ramal de forma que, siendo la diferencia de presión entre principio y final igual o inferior al 20 por 100 de la nominal se dé una presión en el origen de forma que el último aspersor funcione a una presión en tobera de:

$$\frac{P_N}{\gamma} = \frac{P_n}{\gamma} + \frac{1}{4} h_f \quad (5.18)$$

es decir, con referencia a la condición:

$$\frac{P_N}{\gamma} = h_s + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{1}{4} h_f \quad (5.19)$$

Hechas estas consideraciones sobre las diferencias de presión admitidas, pasamos al estudio de diferentes casos particulares, más usuales en la práctica.

### 5.3.1. Estudio de diversos casos particulares en ramales laterales con diámetro constante

En la hipótesis de diámetro único en toda la conducción, analicemos los siguientes casos:

#### E. Ramal horizontal

Aparece representado esquemáticamente en la fig. 5.2, y en este caso puede aceptarse con fines prácticos que las variaciones de cota

piezométrica son iguales a las variaciones de presión en tobera (suponemos  $h_s = \text{cte}$ ).

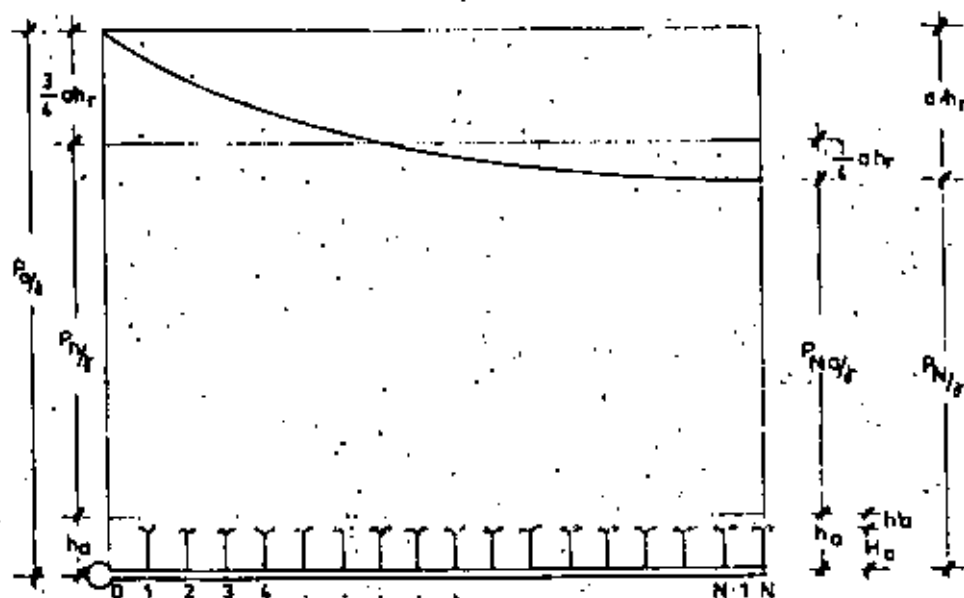


Fig. 5.2.—Ala de riego horizontal con diámetro constante.

El dimensionado normal consiste en suponer que la presión en tobera del último aspersor es igual a la nominal menos la cuarta parte de la pérdida de carga, es decir:

$$\frac{P_{Na}}{\gamma} = \frac{P_n}{\gamma} - \frac{1}{4} a h_f$$

con lo cual la presión necesaria al principio del ramal será:

$$\frac{P_n}{\gamma} = h_a + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{3}{4} a h_f \quad (5.20)$$

Las pérdidas de carga,  $h_f$ , se determinarán por la expresión:

$$0.20 \frac{P_n}{\gamma} = a h_f = a F M L, Q_0^m = a F J_0 L \quad (5.21)$$

o bien:

$$0.234 \frac{P_n}{\gamma} = a h_f = a F M L, Q_0^m = a F J_0 L \quad (5.22)$$

siendo  $F = F(m, N)$  función del exponente de caudal, del número total de aspersores y de la distancia del primer aspersor a la toma de derivación. Recordamos que cuando se emplee la fórmula de Scobey  $a = 1$ .

## 2. Ramal ascendente

El caso está indicado en la fig. 5.3, y la forma de cálculo más usual en la práctica consiste en hacer funcionar el último aspersor de forma que su presión en tobera venga dada por:

$$\frac{P_{N_1}}{\gamma} = \frac{P_n}{\gamma} + \frac{1}{4} (h_f + a h_r) \quad (5.23)$$

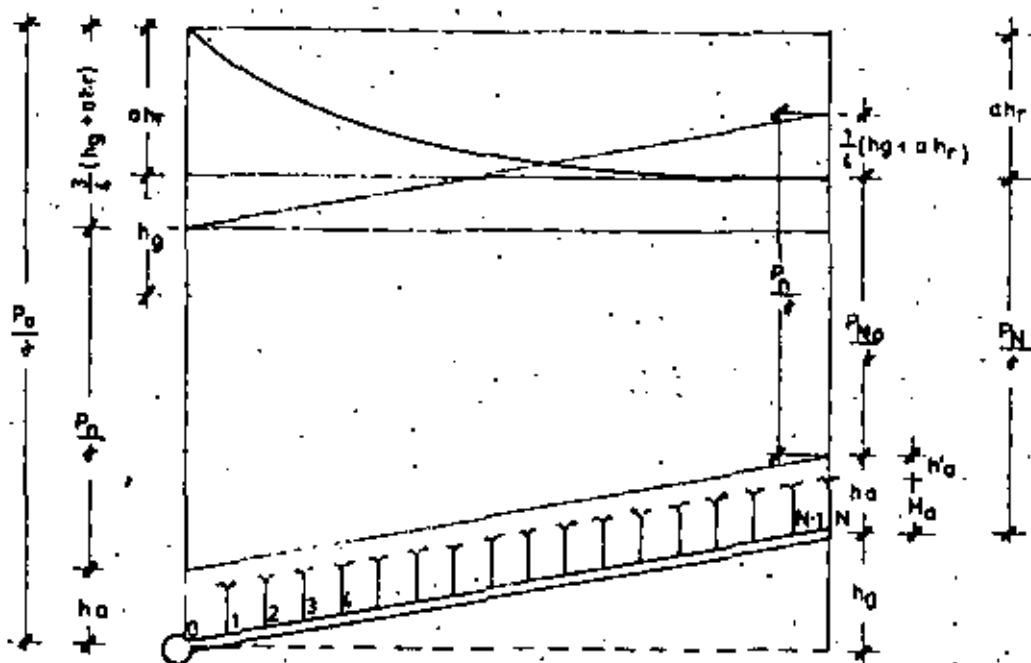


Fig. 5.3.—Ramal lateral ascendente con diámetro constante.

y con ello, la presión necesaria al principio del ramal será:

$$\frac{P_0}{\gamma} = h_0 + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{3}{4} (h_f + a h_r) \quad (5.24)$$

Si se aplica la ecuación de energía entre los puntos O y N de la conducción, despreciando los términos  $V^2/2g$ , se obtiene:

$$\frac{P_0}{\gamma} = h_f + \frac{P_N}{\gamma} + a h_r \quad (5.25)$$

de donde la pérdida de carga disponible, si se desea que la diferencia de presiones entre los extremos sea a lo sumo  $0.234 p_n/\gamma$ , vendrá dada por:

$$a h_r = 0.234 \frac{P_n}{\gamma} - h_f \quad (5.26)$$

Es evidente que cuando  $h_f$  se acerque al valor  $0.234 p_n/\gamma$  será necesario cambiar el trazado de los ramales o emplear reguladores de presión con objeto de no elegir diámetros desproporcionadamente grandes.

### 3. Ramal descendente

Pueden presentarse diversos casos, según los objetivos que se deseen conseguir y la pendiente del terreno, que trataremos sucesivamente.

Estudiaremos primeramente el caso en que utilizando un solo diámetro trate de reducirse éste al mínimo posible con la adecuada uniformidad en la distribución.

Está representado en la fig. 5.4 y se trata de que  $a h_r \geq h_f$ .

Al último aspersor se le hace funcionar a una presión en tobera:

$$\frac{P_{N_0}}{\gamma} = \frac{P_n}{\gamma} - \frac{1}{4} (a h_r - h_f) \quad (5.27)$$

de donde se deduce que la presión necesaria al principio del ramal vendrá dada por:

$$\frac{P_0}{\gamma} = h_f + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{3}{4} (a h_r - h_f) \quad (5.28)$$

aplicando la ecuación de energía entre los puntos O y N, despreciando los términos  $V^2/2g$ , se tiene:

$$h_f + \frac{P_n}{\gamma} = \frac{P_0}{\gamma} + a h_r$$



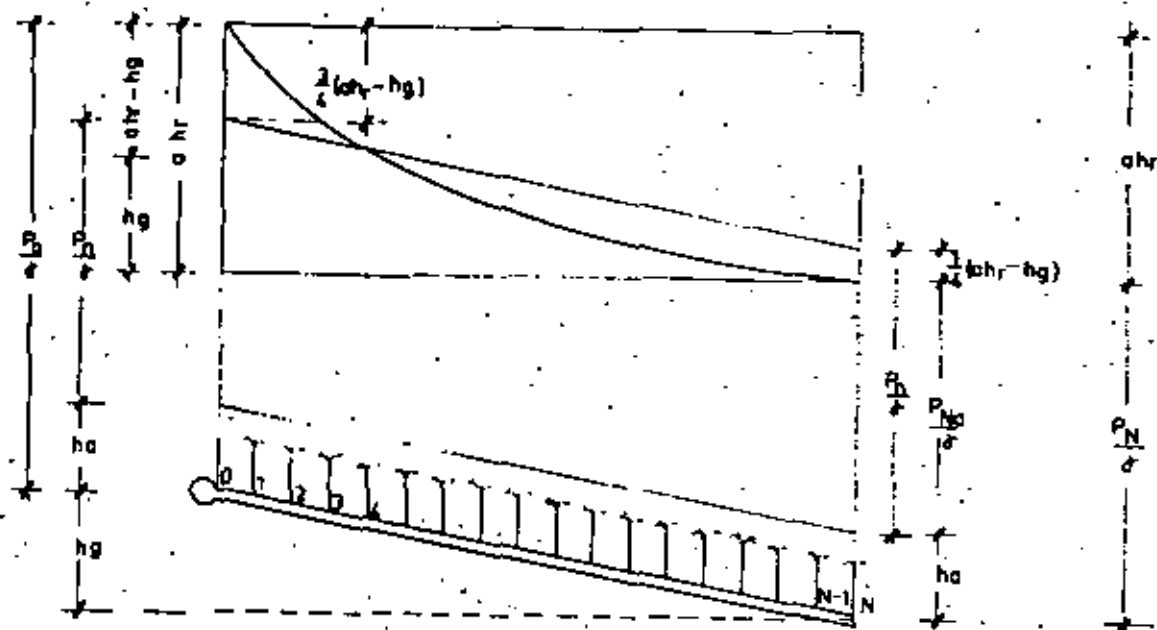


Fig. 5.4.—Ramal lateral descendente con diámetro mínimo.

y si se admite una diferencia entre ambos puntos de  $0.20 \frac{p_n}{\gamma}$ , resulta para la pérdida de carga disponible:

$$a h_r = 0.20 \frac{p_n}{\gamma} + h_p \quad (5.29)$$

En el caso particular de que  $a h_r = h_p$ , la presión en los extremos será la misma y la necesaria al principio es:

$$\frac{p_0}{\gamma} = h_a + \frac{p_n}{\gamma} \quad (5.30)$$

Cuando la pendiente del ramal sea elevada y en caso de instalaciones fijas, especialmente, deben emplearse dos o más diámetros distintos para disminuir las diferencias de presión a lo largo de la conducción. Entonces, cada tramo se dimensiona de forma que la pérdida producida en el mismo sea igual a la correspondiente diferencia de nivel.

Más adelante se estudia el cálculo de conducciones con dos o más diámetros.

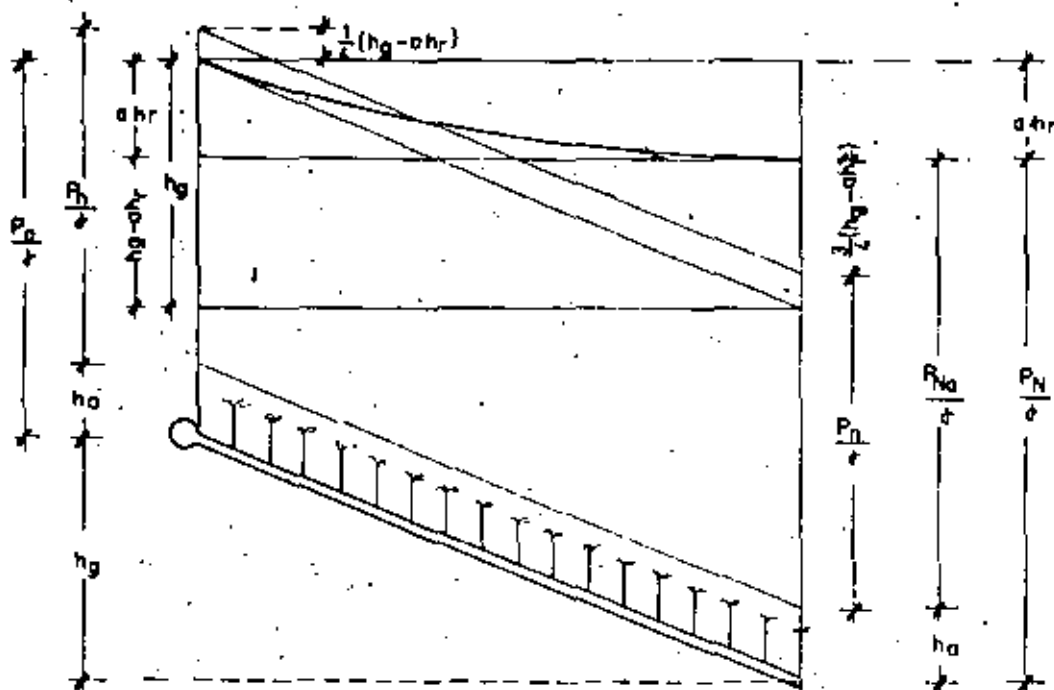


Fig. 5.5.—Ramal descendente con pérdida de carga inferior al desnivel geométrico.

Puede darse otro caso de ramales descendentes en el que interese disminuir la presión al principio del ramal, a costa naturalmente de aumentar el diámetro de la conducción, entonces, el óptimo económico vendrá dado por el mínimo de la suma de los gastos de bombeo y de la amortización del equipo.

Nos limitamos aquí a dar el procedimiento a seguir en el cálculo hidráulico de los diámetros que, una vez determinados, permitirán dicho estudio económico.

En la fig. 5.5 está representada esquemáticamente la distribución de presiones y de pérdidas de carga.

El origen del ramal se hace funcionar a una presión inferior a la nominal; mientras que al final del mismo será superior.

Siguiendo un procedimiento idéntico a los anteriormente descritos se tendrán:

$$\frac{P_{N_2}}{\gamma} = \frac{P_n}{\gamma} + \frac{3}{4} (h_x - a h_r) \quad (5.31)$$

$$\frac{P_n}{\gamma} = h_a + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{1}{4} (h_x - a h_r) \quad (5.32)$$

$$h_x + \frac{P_n}{\gamma} = \frac{P_N}{\gamma} + a h_r \quad (5.33)$$

Supongamos ahora que  $R$  ( $\leq 0.234$ ) es la variación admitida de presión, en función de la nominal. Tendremos para la pérdida de carga:

$$a h_r = h_x - \left( \frac{P_N}{\gamma} - \frac{P_n}{\gamma} \right) = h_x - R \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.34)$$

Ecuación que permite, en cada caso y fijando un  $R$  adecuado, determinar el diámetro máximo por debajo del cual convendrá hacer el estudio económico para los diversos tamaños comerciales.

Haremos notar que el campo de aplicación de la ec. (5.34) es muy limitado, pues cuando  $h_x$  disminuye, el cálculo conduce rápidamente a diámetros muy grandes y antieconómicos, y, por el contrario, cuando la pendiente es elevada, si la instalación es fija conviene diseñar con dos o más diámetros. El empleo queda, pues, reducido en la práctica a los sistemas sencillos en los que el desnivel sea apreciable.

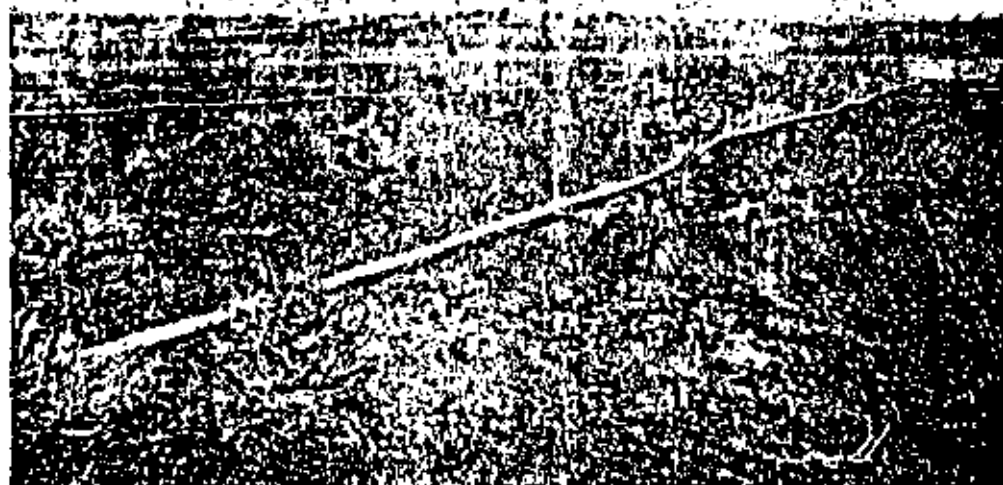


Fig. 5.6.—Ramal lateral de aspersión montado sobre ruedas en el Valle de Israel. Foto del autor.

#### 4. Aspersores con mangueras

Es muy empleado actualmente el sistema de conducciones enterradas o no que alimentan desde cada toma un aspersor provisto de una manguera que permite el desplazamiento a varias posturas sucesivas, con frecuencia de cinco.

El estudio hidráulico es sencillo, pues basta con considerar que todas las ecuaciones que se han desarrollado en los tres apartados anteriores son aplicadas a una conducción hipotética tal como la OB situada en la línea de los aspersores y después calcular la presión necesaria en la cabecera de la conducción real O'N mediante la expresión:

$$\frac{p_{0'}}{\gamma} = \frac{p_0}{\gamma} + h_m \quad (5.35)$$

En la que  $p_0/\gamma$  viene dada por las ecs. (5.20), (5.24) o (5.28), según el caso, y  $h_m$  es la suma de las pérdidas de carga en la manguera ( $h_{1m}$ ) y del desnivel geométrico ( $z_m$ ) entre el terreno correspondiente a la conducción O'N y la posición más desfavorable de la línea de aspersores en el caso de que exista pendiente:

$$h_m = h_{1m} + z_m \quad (5.36)$$

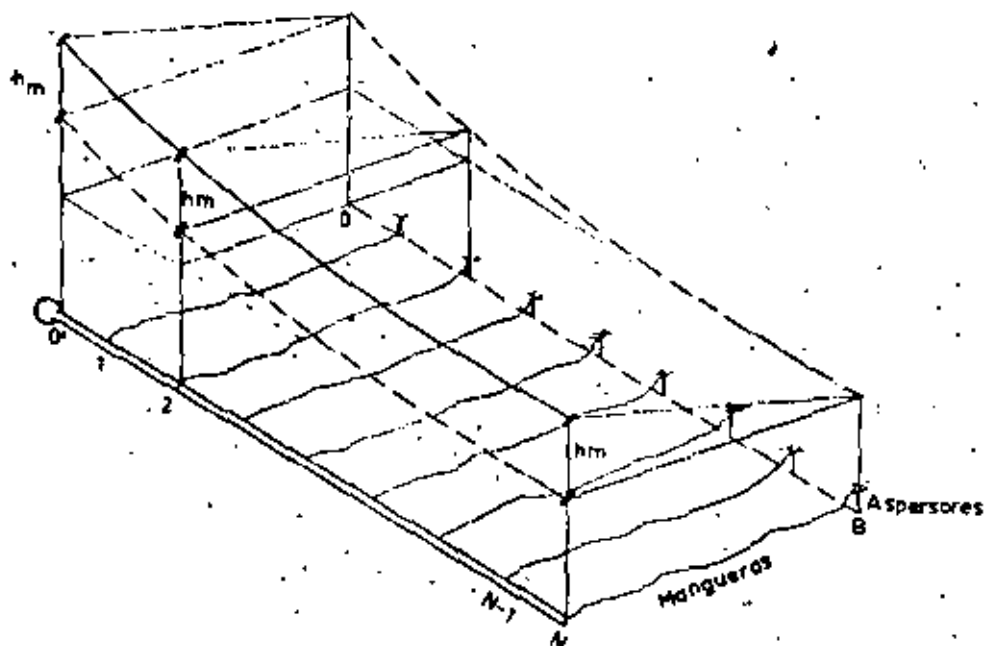


Fig. 3.7.—Energía necesaria en una conducción alimentando a una serie de aspersores con mangueras.

Para el cálculo de las pérdidas de carga por rozamiento en las mangueras de plástico: caso de que no se dispongan de datos específicos, puede emplearse la ec. (3.7) del capítulo 3.

### 5 Utilización de reguladores de presión.

Para la determinación de las ecuaciones que sirven de base al cálculo de los diámetros necesarios en cabecera de ramales de aspersión, hemos escogido siempre puntos representativos del terreno, y considerando una cierta regularidad en la pendiente se han tomado el principio y final de la conducción suponiendo, sin entrar en mayores consideraciones, que en ellos se daban las condiciones extremas de presión; por una parte, y por otra que siempre era posible limitar la variación de presión, a un porcentaje prefijado (no superior al 23.4%) de la nominal mediante un sencillo cálculo del diámetro y una adecuada elección de la presión en origen con vistas a obtener un nivel de presiones aceptable en toda la conducción.

Sin embargo, supóngase que nos vemos obligados a diseñar un ramal con una presión nominal de 2 atm. y que, siendo ascendente, la diferencia de cotas entre sus extremos es de 8 m.



Fig. 5.8. Riego por aspersión con mangueras en la región del Bajo Ródano (alrededor Francia). Foto del autor.

Aun admitiendo la máxima variación de presión, tendríamos:

$$\frac{P_0 - P_N}{\gamma} = 0.234 \cdot 2 \cdot 10^{33} = 4.83 \text{ m.}$$

y solamente el propio desnivel geométrico da lugar a una variación mayor; por lo tanto, los cálculos que hasta ahora se han expuesto no proporcionan solución.

En estos casos, es necesario el empleo de reguladores de presión, aparatos que, instalados entre el enlace a la conducción y la tobera del aspersor, tienen como misión la de proporcionar presiones aguas abajo de los mismos, que varían muy poco, dentro de un margen muchísimo más amplio de presiones aguas arriba.

En la fig. 5.9 se han representado esquemáticamente las curvas que relacionan el caudal con la presión en un aspersor provisto de regulador de presión, ensayado para presiones en aumento y en descenso, obteniéndose las curvas 2 y 3 ligeramente distintas debido a fenómenos de histéresis.

Si el aspersor no tuviese regulador, el caudal nominal ( $q_n$ ) se conseguiría con la presión  $p_n$  nominal ( $p_n$ ) como indica la curva 1 de dicha figura.

El efecto del regulador se observa comparando los caudales de la curva 1 con los de las curvas 2 y 3, para una misma presión antes del regulador (aguas

arriba), que son las que figuran en el eje de presiones, de donde se deduce que éstos últimos son mucho menores, y, tanto más, cuanto mayor es la presión.

Con fines prácticos, se define la presión nominal del regulador ( $p_m$ ) como la mínima en su entrada que da lugar al caudal nominal en el ensayo con presiones en aumento.

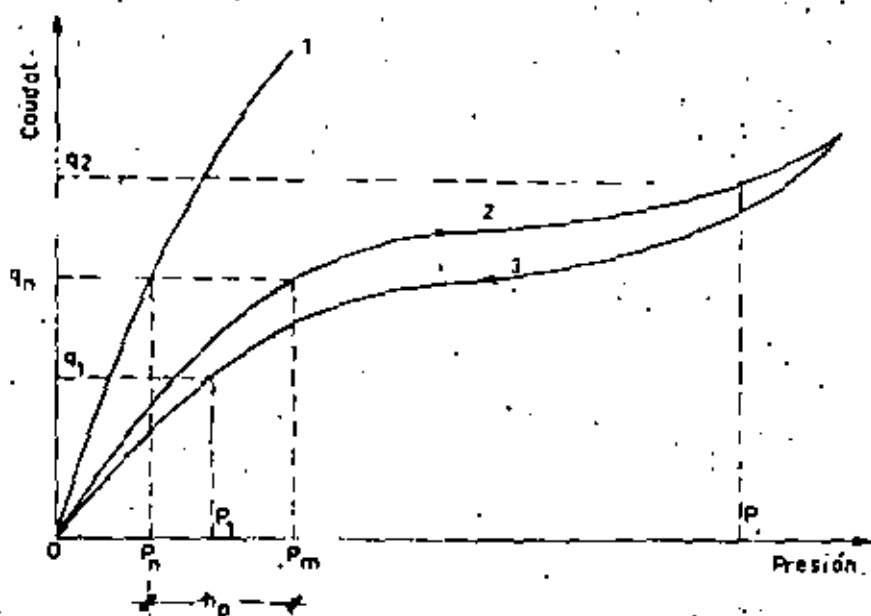


Fig. 5.9.—Curvas caudal-presión sin (1) y con (2 y 3) regulador de presión.

La pérdida de carga nominal es la diferencia entre las presiones nominales del regulador y del aspersor:

$$h_p = \frac{p_n - p_n}{\gamma} \quad (5.37)$$

siendo ésta la pérdida que ha de tenerse en cuenta para el efecto hidráulico del canal.

Las presiones  $p_1$  y  $p_2$  delimitan el intervalo de utilización del regulador, intervalo que quedará definido por los límites máximo y mínimo aceptados para las variaciones de caudal, de acuerdo con el porcentaje teóricamente admitido para variación de presiones en función de la nominal del aspersor.

Los diagramas de reguladores de presión también suelen darse con vistas a las aplicaciones prácticas, en la forma indicada en la fig. 5.10 (dibujo solamente descriptivo su estar basado en datos reales), de forma que para un

determinado tipo (2 atm. por ejemplo) se dibuja la curva que da la relación entre las presiones a la entrada y salida del regulador.

Con estos diagramas, la determinación de  $p_m$  sería, por analogía a la definición dada, la  $p_e$  que corresponda a  $p_s = p_n$ , como se demuestra en la figura para 2 atm., quedando así fácilmente definida la pérdida  $h_p$ .

En relación con el cálculo hidráulico indicaremos que, al poder variar las presiones en la conducción dentro de un margen muy amplio, la elección del diámetro ofrece las mismas características que las indicadas en el apartado 3 de este párrafo, con referencia al caso indicado en la fig. 5.5.

No obstante, en la práctica, pérdidas de carga aproximadamente iguales al 20 por 100 de la presión nominal, dan resultados aceptables.

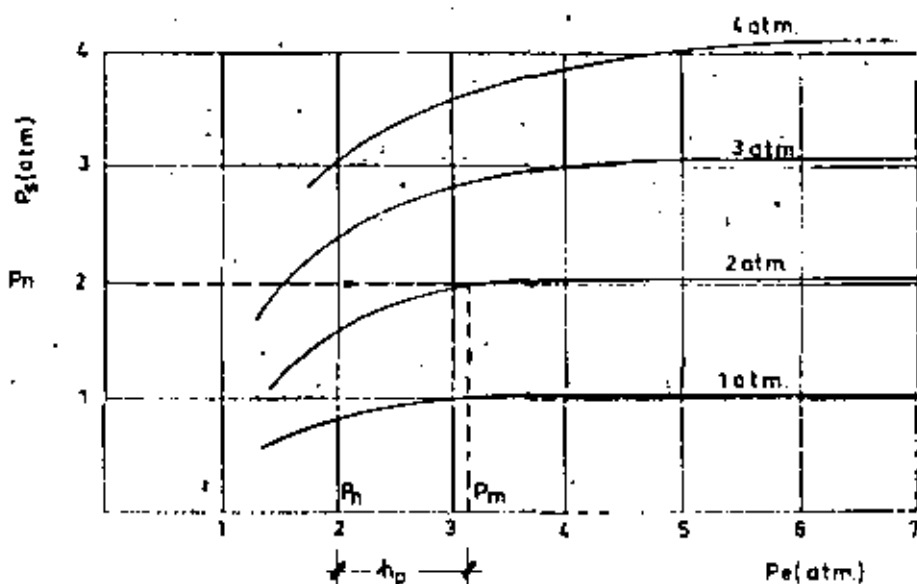


Fig. 5.10.—Diagrama de presiones a la entrada ( $P_e$ ) y a la salida ( $P_s$ ) de distintos reguladores de presión.

En la fig. 5.11 se indica un esquema hidráulico del funcionamiento de un ala de riego con aspersores provistos de regulador de presión en la que la zona rayada muestra el efecto de éstos reduciendo la presión desde las correspondientes a la curva A B C hasta las de la recta D E. Con ello, si bien las presiones en la conducción seguirán siendo las dadas por A B C, en tobera se obtiene una presión constante e igual a la nominal. En la figura se ha supuesto, para una mayor sencillez, que la presión en la conducción es igual a la existente a la entrada del regulador.



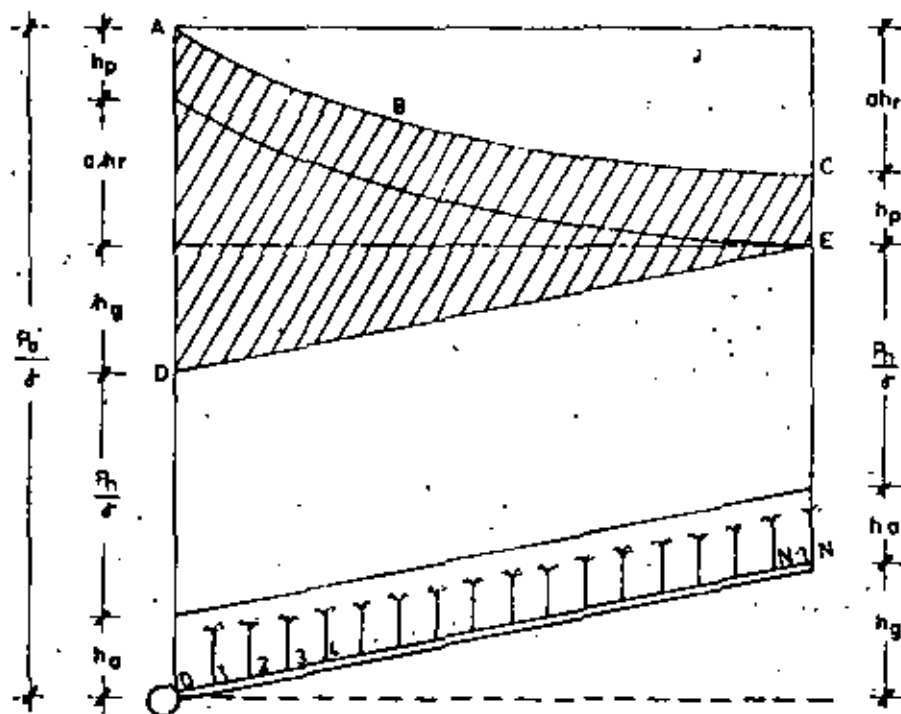


Fig. 5.11.—Ramal ascendente con reguladores de presión.

La presión necesaria, al principio de la conducción, vendrá dada en este caso por la expresión:

$$\frac{P_0}{\gamma} = h_v + h_a + \frac{P_n}{\gamma} + h_p + a h_r \quad (5.38)$$

en la que puede admitirse, con vistas a la determinación del diámetro:

$$a h_r \approx 0.20 \frac{P_n}{\gamma} \quad (5.39)$$

para la mayoría de los casos, como se ha indicado anteriormente.

#### Ejemplo 5.1:

Los ramales móviles de una instalación de riego por aspersión son de aleación ligera de aluminio y llevan, cada uno, 15 aspersores que arrojan un caudal de 2.45 m<sup>3</sup>/hora a la presión nominal de 2.5 atm. El tubo porta-aspersor tiene una altura de 1.00 m. y en él se producen unas pérdidas de carga de 0.47 m. Los aspersores están espaciados 12 m. entre sí, salvo el primero, que dista de la derivación de la conducción principal 6 m. ( $S_0 = S/2$ )

Calcular:

a) El diámetro comercial mínimo y la presión en el origen, en el caso de que el ramal sea ascendente con una diferencia de nivel entre sus extremos de 2'00 m.

b) El diámetro comercial mínimo y la presión en el origen, en el caso de que el ramal sea descendente con una diferencia de nivel entre sus extremos de 2'00 m.

a) Ramal ascendente:

Según la ec. (5.26), la pérdida de carga disponible será:

$$a h_p = 0.234 \cdot 2.5 \cdot 10.33 = 2.00 = 4.04 \text{ m.}$$

Para  $N = 15$  aspersores y  $S_0 = S/2$ , la tabla 5.1 con  $m = 1.90$  (o mula de Scobey), da  $F = 0.357$ .

Según la ec. (5.5) la pérdida admisible en el caso de que todo el caudal circule en la totalidad de la longitud será:

$$a h_{ro} = \frac{a h_p}{F} = \frac{4.04}{0.357} = 11.32 \text{ m.}$$

La longitud del ramal será:

$$L = 14 \cdot 12 + 6 = 174 \text{ m.}$$

y como  $a = 1$  (fórmula de Scobey)

$$J_0 = \frac{h_{ro}}{L} = \frac{11.32}{174} = 0.065 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 6.5 \%$$

Entrando en la fig. A.3.2.8 del Apéndice 3.2, para aleación de aluminio con  $Q_n = 15 \cdot 2.45 = 36.75 \text{ m}^3/\text{hora}$  y  $J_0 = 6.5\%$  se obtiene para el diámetro

$$3'' < \Phi < 3 1/2''$$

Con lo que se adoptará  $\Phi = 3 1/2''$ .

Con lo cual para el caudal total, en la figura indicada, se obtiene:

$$J_0 = 4.4\% = 0.044 \text{ m/m}$$

$$h_{ro} = J_0 \cdot L = 0.044 \cdot 174 = 7.655 \text{ m}$$

y teniendo en cuenta que en el empleo de la fórmula de S obeya  $\alpha = 1$ , por tener ésta ya incluido el factor de juntas y derivaciones, se obtiene:

$$a h_r = F a h_{ro} = 0.357 \cdot 7.656 = 2.73 \text{ m.}$$

Con lo cual, según la ec. (5.24), se obtiene:

$$h_a = 1.00 + 0.47 = 1.47$$

y de la ec. (5.11)

$$\frac{p_0}{\gamma} = 1.47 + 2.5 \cdot 10.33 + \frac{3}{4} \cdot (2.00 + 2.73) = 30.85 \text{ m}$$

luego,

$$\frac{p_0}{\gamma} = 30.85 \text{ m} \cdot \phi = 1/2$$

b) Ramal descendente:

Según la ec. (5.29), se tendrá

$$a h_r = 0.20 \cdot 2.5 \cdot 10.33 + 2.00 = 7.16 \text{ m.}$$

$$a h_{ro} = \frac{a h_r}{F} = \frac{7.16}{0.357} = 20.06 \text{ m.}$$

$$J_a = \frac{20.06}{174} = 0.1153 \text{ m/m} = 1.15\%$$

Entrando con el caudal total en la fig. A.3.2.8 (aluminio) se obtiene:

$$2.1/2 < \phi < 3''$$

Adoptamos:  $\phi = 3''$  con lo que se obtiene:

$$J_a = 0.75\% = 0.0075 \text{ m/m}$$

$$h_{ro} = J_a \cdot L = 0.0075 \cdot 174 = 1.697 \text{ m}$$

$$a h_r = F \cdot a h_{ro} = 0.357 \cdot 1.697 = 0.606 \text{ m}$$

y según la ec. (5.28), se obtiene para la presión en el origen del ramal:

$$\frac{p_0}{\gamma} = 1.47 + 2.5 \cdot 10.33 + \frac{3}{4} \cdot (0.606 + 2.00) = 30.34 \text{ m}$$

y en resumen:

$$\frac{P_0}{\gamma} = 30.34; \quad \Phi = 3''$$

diámetro menor que el obtenido en el caso de un ramal ascendente.

Análogamente pueden calcularse otros tipos de conducciones tales como las enterradas de P. V. C., etc., recurriendo a los ábacos de pérdidas de carga correspondientes y tomando los valores del coeficiente  $a$ , que aconseje la experiencia.

### 5.3.2. Ramales de riego por aspersión con dos o más diámetros

Estos casos son de especial interés en las instalaciones fijas de riego por aspersión en las que las conducciones están frecuentemente (no siempre)

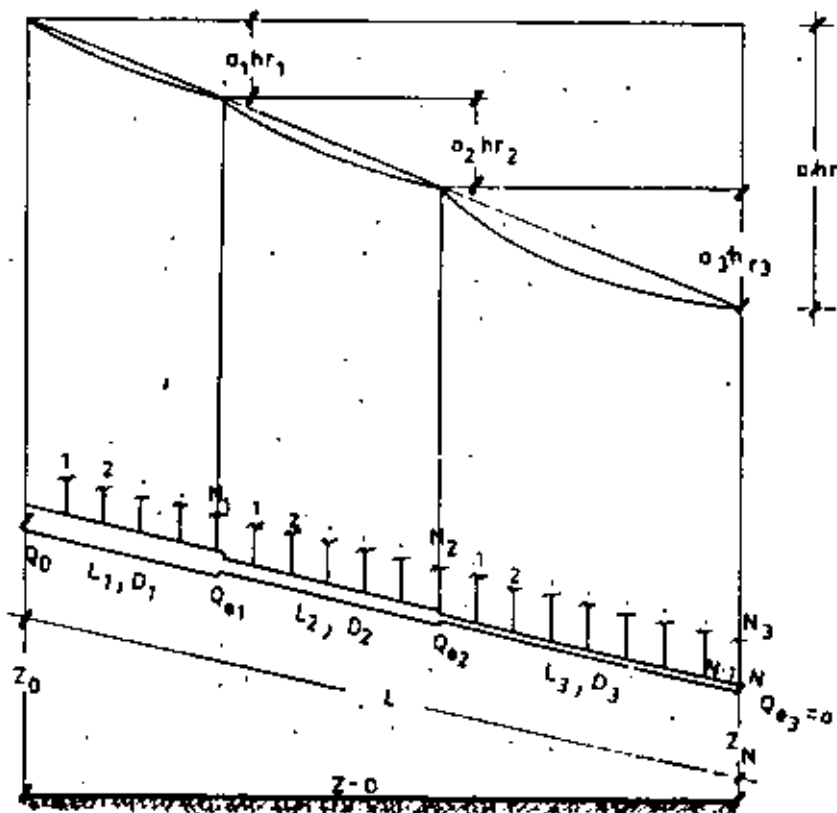


Fig 5.12.—Conducción con distribución unifo  $m$ -y discreta de caudales y varios tramos de longitud y diámetros diferentes.

enterradas, y suelen utilizarse entonces el P. V. C., aleación de aluminio o acero galvanizado, según los casos.

La pérdida de carga disponible total a  $h_r$ , se determina según las ecs. (5.21), (5.22), (5.26) o (5.29), de acuerdo con la naturaleza topográfica de la conducción, y una vez calculada, su valor constituye el límite máximo de las pérdidas parciales, de forma que, si despreciamos las pérdidas en los estrechamientos de sección, se tendrá, en relación con la fig. 5.12 y suponiendo:

$$a_2 = a_1$$

$$a (h_{r1} + h_{r2} + h_{r3}) = a h_r \quad (5.40)$$

Las pérdidas de carga en cada uno de los tramos pueden calcularse de dos formas que exponemos a continuación:

### 1) Método de las diferencias

Consiste en aplicar el procedimiento de Christiansen a cada uno de los tramos y está basado en la aplicación reiterada de la ec. (5.5).

Hay que calcular, en cada tramo, la pérdida de carga que se produciría si, desde que comienza éste, toda la conducción tuviese el diámetro correspondiente y después restarle la que se produciría desde el final del tramo considerado hasta el final de la conducción, en la hipótesis de que el diámetro siguiese siendo el mismo.

Con referencia a la mencionada figura tendríamos:

$$a h_{r1} = F_1 M_1 L Q_0^m - F_1 M_1 (L - L_1) Q_{e1}^m \quad (5.41)$$

En la que  $F_1$  es el coeficiente correspondiente al total  $N$  de tomas y  $F_1$  al número de tomas aguas abajo del tramo ( $N - N_1$ );  $M_1$  el valor correspondiente al diámetro  $D_1$  y, si se denomina por  $q_n$  el caudal nominal de cada aspersor;  $Q_0 = N q_n$ ;  $Q_{e1} = (N - N_1) q_n$ .

Análogamente:

$$a h_{r2} = F_2 M_2 (L - L_1) Q_{e1}^m - F_2 M_2 (L - L_1 - L_2) Q_{e2}^m \quad (5.42)$$

en los que  $F_2$  y  $F_2$  corresponden a  $N - N_1$  y a  $N - N_1 - N_2$  tomas, respectivamente, o, lo que es lo mismo, a  $N_2 + N_1$  y a  $N_2$  tomas.

$$a h_{r3} = F_3 M_3 (L - L_1 - L_2) Q_{e2}^m \quad (5.43)$$

puesto que en este tramo el caudal en el extremo es nulo.

El caudal  $Q_{e2}$  será igual a  $N_2 q_n$ .

## 2) Método de un orificio

Esta basado en las ecuaciones deducidas en el Apéndice 1 para una conducción con servicio mixto en distribución continua y en la transformación de una distribución discreta en otra continua, que hemos desarrollado en el párrafo 5.2 de este capítulo.

Si denominamos  $Q_n$  y  $Q_e$  a los caudales correspondientes a un tramo de longitud  $L$  y diámetro  $D$ , el caudal distribuido en este tramo será  $Q_d = Q_n - Q_e = qL$ , siendo  $q$  el caudal en la distribución continua y  $qL = q_n N$  en la que  $q_n$  es el caudal nominal de un aspersor y  $N$  el número de aspersores en el tramo considerado.

Haciendo en la ec. (5.10)  $Q_n = qL + Q_e$  y multiplicando y dividiendo el segundo miembro por  $L$ , se obtiene sin dificultad:

$$a h_r = a F \left[ M_1 \left( \frac{Q_n}{Q_d} \right)^2 - Q_e^2 - \left( \frac{Q_e}{Q_d} \right)^2 Q_e^2 \right] L \quad (5.44)$$

o bien

$$a h_r = a (A_n J_n - A_e J_e) = a J_m L \quad (5.45)$$

en la que  $a J_n$  es la pendiente media de la línea piezométrica (que recordamos suponemos confundida con la línea de energía) y  $J_m$  sería la pendiente media en el caso de considerar únicamente pérdidas por rozamiento, es decir, sin considerar juntas ni derivaciones.

De las ecuaciones anteriores se deduce que

$$A_n = F \frac{Q_n}{Q_d} \quad A_e = F \frac{Q_e}{Q_d} \quad (5.46)$$

que demuestran cuando se indicó al final del párrafo 5.2.

En las ecuaciones anteriores  $F$  corresponde al número de derivaciones que hay desde el comienzo del tramo considerado hasta el final de la conducción,  $n$  es que en cada tramo únicamente habrá de considerarse un solo factor  $F$ , y por otra parte, la expresión:

$$a (A_n J_n - A_e J_e) = a J_m L \quad (5.47)$$

nos da la pendiente media de la línea piezométrica directamente, lo que es de interés para los tanteos que es necesario hacer para el cálculo de conducciones con dos o más diámetros.

Según esto, y con referencia a la fig. 5.12, tendremos:

$$a h_{r1} = a [A_{n1} M_1 Q_n^2 - A_{e1} M_1 Q_e^2] L \quad (5.48)$$

$$a h_{r2} = a [A_{n2} M_2 Q_n^2 - A_{e2} M_2 Q_e^2] L \quad (5.49)$$

y finalmente para el último tramo,

$$h_{r3} = A_{63} M_3 Q_{c3}^m L = A_{63} M_3 Q_{c3}^m L \quad (5.50)$$

puesto que, en este caso,

$$\frac{Q_{c3}}{Q_{c3}} = 1, \quad A_{63} = F_3$$

Las ecuaciones anteriores pueden ponerse en términos de la pérdida de carga unitaria por rozamiento sin más que tener en cuenta que en cada punto:

$$J = M Q^m \quad (5.51)$$

y los factores  $A$  que en ellas intervienen se calcularán según las expresiones (5.46) aplicadas a cada tramo, en particular

Los procedimientos adoptados para el cálculo pueden ser variados y dependen a su vez de la topografía de la conducción habiéndose de ir a la solución más económica si bien indicaremos que es aconsejable, en el caso de pendiente aproximadamente uniforme, diseñar cada tramo de forma que:

$$J_{m1} = J_m = \frac{h_f}{L} \quad (5.52)$$

es decir, que la pendiente media de cada tramo sea aproximadamente igual a la pendiente media correspondiente a la pérdida total de carga disponible para lo cual puede emplearse la ec. (5.47) con vista a resolver tanteos.

Una vez calculada la longitud de cada tramo, se calculan las presiones en los extremos y puntos medios de cada uno, con objeto de dar a la presión en el origen del ramal el valor necesario para que los aspersores funcionen correctamente, según las normas dadas en el párrafo 5.3.1.







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VII. 4.- CALCULO DE LAS REDES DE DRENAJE. CONDUCCIONES  
ABIERTAS. DRENES Y TUBERIAS ENTERRADAS

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979



## VII.4.- Cálculo de las redes de drenaje. Conducciones abiertas, Drenes y tuberías enterradas.

Dr. José E. TORRES

(1)

### 7. CONDUCCIONES QUE RECIBEN UN CAUDAL UNIFORMEMENTE REPARTIDO

Este tipo de conducciones pueden considerarse como el caso inverso al que hasta ahora se ha tratado, y constituyen la base fundamental de los sistemas de drenaje subterráneo.

En efecto, en estas obras se dan, en general, dos series de conducciones que responden a la hipótesis indicada en el enunciado de este capítulo.

Por una parte, están los laterales encargados de efectuar el drenaje subterráneo propiamente dicho, es decir, la extracción del agua en exceso que ha de atravesar la zona radicular (flujo a través de medio poroso). Estas conducciones, aunque pueden ser zanjas abiertas, se instalan generalmente a base de tubos enterrados en los que el agua filtrante penetra, bien sea por los espacios entre dos tramos consecutivos, como es el caso de drenes de arcilla o de hormigón, bien a través de ranuras, longitudinales o transversales, practicadas en sus paredes, como ocurre en los de plástico. A lo largo de éstas tiene lugar un aporte prácticamente continuo desde el suelo a la conducción, lo cual origina un aumento del caudal en todo el recorrido.

Por otra, están las conducciones secundarias encargadas de recibir los caudales evacuados por los laterales. En el caso de drenaje subterráneo, es frecuente que sea necesario instalar estos últimos a distancias relativamente pequeñas entre sí, distancias que suelen oscilar entre 10 y 30 m., y, por lo tanto, la conducción en la que desaguan, sea zanja abierta, como es el caso más frecuente, o tubería enterrada, reúne a su vez unas características de flujo semejantes a las anteriores.

En los laterales, las pequeñas distancias a que se encuentran siempre las ramuras de entrada de agua, en relación con la longitud de aquéllos, da lugar a que su estudio pueda hacerse desde el punto de vista de una distribución continua. Igualmente, los colectores secundarios reciben generalmente un elevado número de laterales, con frecuencia más de 30, y ello hace, junto con la dificultad de establecer con rigor un coeficiente exacto de las fórmulas empíricas de pérdidas de carga en zanjas abiertas, que este tipo de conducciones sean también asimiladas, en lo que a su cálculo hidráulico se refiere, a una distribución continua de caudales, si bien con sus características específicas, que más adelante se indicarán.

En esta hipótesis, pues, desarrollamos el presente capítulo.

---

(1).- José L. DE PAGO.- "Conducciones con Servicio en Ruta".-Universidad Politécnica de Valencia, 1.974.



### 7.1. Conducción con caudal nulo en uno de sus extremos y sección transversal constante

En esta hipótesis se encuentran, con frecuencia, tanto los laterales como los colectores secundarios de drenaje, siempre que su longitud o caudal no aconsejen el cálculo en diversos tramos, caso este que se estudia al final del capítulo y que se da con mayor frecuencia en los colectores principales en determinadas circunstancias.

En la fig. 7.1, se indican, esquemáticamente, las conducciones a que nos referimos y en el Apéndice 7.1, se efectúa el estudio analítico del caso, indicándose allí que las conducciones se instalan con una pendiente media dada por:

$$J = \frac{1}{l + m} M Q^m \quad (7.1)$$

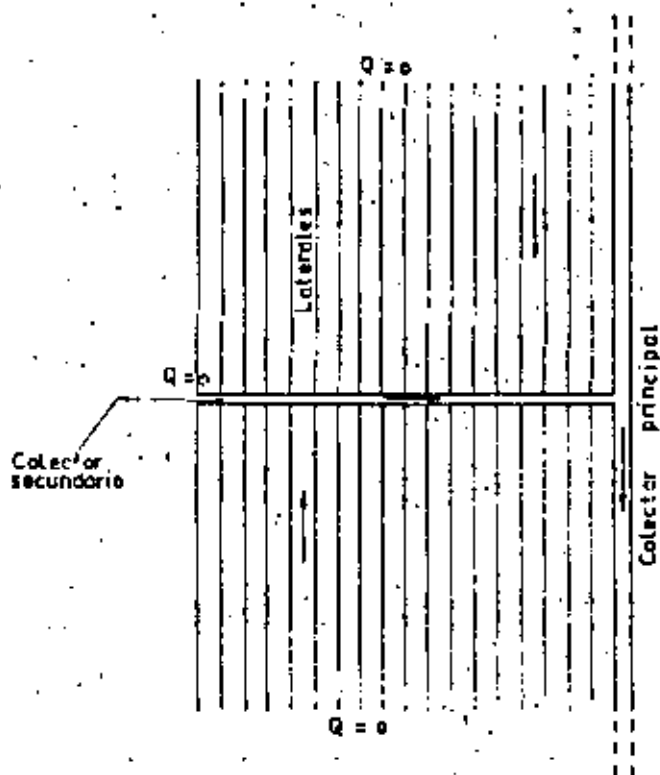


Fig. 7.1.-Conducciones de drenaje con caudal nulo en su extremo.

en la que  $Q$  es el caudal al final de la conducción, de tal forma que si  $L$  es la longitud total de ésta y  $q$  el caudal unitario recibido, se verifica:

$$Q = q L \quad (7.2)$$



De la ec. (7.1) se deduce, por una parte, que la pendiente media con que ha de instalarse el dren o zanja abierta, es, igual a la fracción  $1/1 + m$  de la pendiente que correspondería al caso en que la conducción llevase en todo su recorrido el caudal  $Q$  del extremo y es por tanto menor que ésta; y por otra parte, que el caudal que una conducción de drenaje, recibiendo el unitario  $q$ , puede llevar al final es:

$$Q = \sqrt[1+m]{1+m} Q_c \quad (7.3)$$

siendo  $Q_c$  el que transportaría en todo su recorrido con la pendiente del dren.

La ec. (7.3) permite el cálculo hidráulico de estas conducciones partiendo de una determinada fórmula de pérdida de carga:

$$J = M Q^m$$

adecuada al caso de que se trate e introduciendo el factor correctivo  $1/1 + m$ , indicado.

Para la determinación del caudal que es función de la lluvia crítica y del espaciamiento de los drenes, han de consultarse obras específicas de drenaje.

### 7.1.1. Aplicación al caso de drenes enterrados

En el caso más frecuente, las conducciones son circulares y, por tanto, su diámetro interior  $D$  coincide con el diámetro hidráulico que interviene en las fórmulas de pérdidas de carga, si bien, en el caso de tubos corrugados, indistintamente que la forma de las estrías, concéntricas o helicoidales, influye también en el caudal a evacuar, para un mismo diámetro mínimo interior.

Los materiales más empleados son los tubos de arcilla, hormigón y plástico.

Para los tubos de hormigón, así como para los de P. V. C. corrugados, puede emplearse la fórmula de Manning.

En su expresión más conocida, ésta es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (7.4)$$

siendo  $V$  la velocidad media,  $n$  un coeficiente de rugosidad,  $R$  el radio hidráulico.

$$R = \frac{D}{4}$$





y  $J$  la pérdida de carga unitaria.

Teniendo en cuenta que:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

que  $m = 2$ ;  $1 + m = 3$  y despejando  $J$  de la ec. (7.4), una vez corregida con el factor  $1/3$ , resulta:

$$J = \frac{3.43 n^2}{D^{5.33}} Q^2 \quad (7.5)$$

en la que  $J$  es la pendiente media con que ha de proyectarse y  $Q = qL$  es el caudal al final de la conducción.

Debido a obstrucciones, mal acoplamiento, etc., el caudal realmente transportado es sólo una fracción del teórico dado por la expresión anterior, fracción que suele oscilar entre 0.75 y 0.80, de forma que, designando por  $b$  a este valor, tendremos definitivamente:

$$J = \frac{3.43}{b^{5.33}} \left(\frac{n}{b}\right)^2 Q^2 \quad (7.6)$$

como fórmula de Manning transformada para las conducciones que nos ocupan.

Para los tubos de hormigón puede tomarse  $n = 0.014$ ; y para los tubos corrugados de P. V. C. recientes investigaciones realizadas con fines prácticos de diseño aconsejan el empleo de los siguientes valores (L. F. Bernsmeier y L. S. Willardson).

<u>Diámetro</u>	<u>Pendiente</u>	<u><math>n</math></u>
1 3/8"	Cualquiera	0.018
1 3/4"	"	0.018
2" a 3"	$\leq 0.001$	0.017
2" a 3"	$> 0.001$	0.016
4"	Cualquiera	0.016

En cuanto a los tubos de plástico lisos y de arcilla, puede emplearse, en el caso de que éstos estén limpios y bien alineados, la fórmula de J. Wesseling, que es directamente aplicable a los problemas de drenaje, por llevar ya incorporado el factor de reducción  $1/(1+m) = 1/2.75$  ( $m = 1.75$ ) y que es:

$$J = \frac{3.92 \cdot 10^{-4}}{D^{4.75}} Q^{1.75} \quad (7.7)$$

con  $Q$  en  $m^3/\text{seg.}$ ;  $D$  en  $m$  y  $J$  en  $m/m$ .



Si se introduce en ella el factor  $b$  de disminución de caudal por obstrucciones, etc., se obtiene:

$$J = \frac{3'92 \cdot 10^{-4}}{b^{1'75} \cdot D^{4'75}} Q^{1'75} \quad (7.8)$$



Fig. 7.2.—Instalación de drenes de arcilla en las Merismas del Guadaquivir. Foto del autor.

Obsérvese la analogía de la fórmula de J. Wesseling con la de Cruciani-Margaritora, ec. (3.6) del capítulo 3, la cual, al introducir el factor  $1/2'75$ , daría para los problemas de drenaje:

$$J = \frac{h_f}{l} = \frac{3'6 \cdot 10^{-4}}{D^{4'75}} Q^{1'75} \quad (7.9)$$



### Ejemplo 7.1

En un sistema de drenaje con laterales de arcilla de 7 cm. de diámetro, la lluvia crítica a evacuar es de 20 mm/día, siendo el espaciamiento entre laterales de 15 m. y deseando que su longitud sea de 250 m.

Determinar la pendiente con que deben instalarse estos frentes si se estima como reducción del caudal  $h = 0.80$  (20%)

El caudal al final del lateral será:

$$Q = \frac{0.020}{86.400} \cdot 2.0 \cdot 15 = 0.00087 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Aplicando ahora la fórmula de Wesseling se obtiene para la pendiente

$$J = \frac{3.92 \cdot 10^{-4}}{(0.80)^{1.84} \cdot (0.07)^{4.75}} \cdot (0.00087)^{0.5}$$

de donde se deduce

$$J = 0.00078 \text{ m/m} = 0.78 \text{ por mil}$$

### 7.1.2. Aplicación al caso de zanjas abiertas

Los colectores en que desaguan los frentes enterrados son proyectado por lo común, mediante zanjas abiertas, ya que ello da lugar a la ventaja de una mayor facilidad en la inspección, del funcionamiento y limpieza de aquéllos, unido que al ser el espaciamiento entre éstos mucho mayor, con frecuencia superior los 300 y 400 m. el problema de pérdida de superficie y el tropiezo de la mecanización queda reducido a unos límites aceptables.

El diseño de la sección hidráulica, atendiendo únicamente al caudal a transportar, como dato principal no es posible, en estos casos por dos razones fundamentales: la primera es que estas zanjas sirven como colectores de los laterales y, por lo tanto, es necesario mantener en la misma la superficie libre suficientemente baja como para permitir el desagüe, y la segunda es que, generalmente la sección capaz de conducir el caudal previsto es pequeña, lo que, además de la incompatibilidad con el hecho que acaba de mencionarse, da lugar muy pronto, un entorpecimiento fuerte del flujo como consecuencia de la vegetación.

Por ello, si bien la gama de secciones empleada es muy amplia, de acuerdo con las circunstancias específicas, pueden darse a título orientativo los siguientes valores de las magnitudes indicadas en la fig. 7.3.



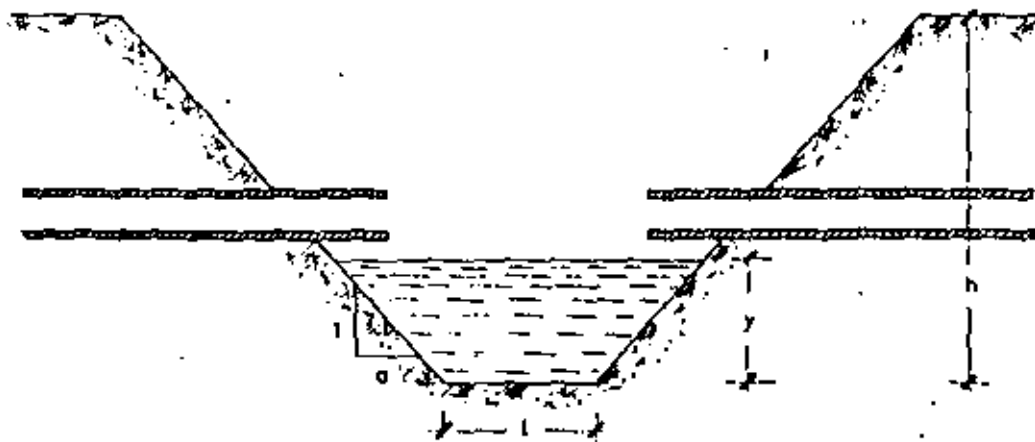


Fig. 7.3.—Sección transversal de una zanja de drenaje en la que desaguan drenes enterrados.

$$l > 0.50 \text{ m.}$$

$$0.25 < y < 0.50$$

$$1.40 < h < 2.00$$

En cuanto a la inclinación de taludes, puede admitirse la siguiente tabla, en la que se indican también las velocidades medias a adoptar:

Tipo de suelo	V (m/seg.)	Taludes (a) a (horiz.): l (vert.)
Arcilloso, franco, loess	0.60 a 0.80	0.75 a 2.00
Arenoso arcilloso	0.30 a 0.60	1.50 a 2.50
Arena fina	0.15 a 0.30	2.00 a 4.00 ó más
Arena gruesa	0.20 a 0.50	1.50 a 3.00
Turbas (según consistencia).	0.15 a 0.60	1.00 a 4.00 ó más

No obstante, en general, no es recomendable descender al talud por debajo de  $a = 1.50$ .

En cuanto a la fórmula a emplear para el cálculo hidráulico, puede utilizarse la de Manning:

$$J = \frac{n^2 v^2}{3. R^{4/3}} = \frac{n^2 Q^2}{3. R^{4/3} S^2}$$





La siguiente tabla da idea del orden de magnitud del coeficiente  $n$  a emplear:

Estado del perímetro mojado	$n$
Muy limpio y uniforme	0'022 a 0'033
Limpio	0'029 a 0'050
Con escasa vegetación	0'040 a 0'067
Con vegetación moderada	0'050 a 0'100
Con vegetación muy desarrollada	0'067 a 0'200

Ejemplo 7.2:

Una zanja de drenaje ha de tener 800 m de longitud, recogiendo las aguas de 80 laterales (40 a cada lado), cada uno de los cuales puede arrojar 1 l/seg. La vegetación es moderada y la inclinación de taludes de 1'5:1 ( $\alpha = 1'50$ ). La anchura de la solera es de 0'60 m, y se desea que el caudal sea de 0'30 m<sup>3</sup>. Determinar su pendiente.

Adoptamos la fórmula de Manning con  $n = 0'065$

La anchura de la lámina libre es:

$$L = 0'60 + 2 \cdot 0'30 \cdot 1'50 = 1'50 \text{ m}$$

La sección mojada:

$$S = \frac{0'60 + 1'50}{2} \cdot 0'30 = 0'315 \text{ m}^2$$

El perímetro mojado:

$$P = 0'60 + 2 \cdot 0'30 \sqrt{1^2 + 1'5^2} = 1'68 \text{ m}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{0'315}{1'68} = 0'187 \text{ m}$$

y el caudal al final de la conducción:

$$Q = 80 \cdot 0'001 = 0'08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Manning, resulta:

$$J = \frac{(0'065)^2}{3 \cdot (0'187)^4 \cdot (0'315)^3} \cdot (0'08)^2$$



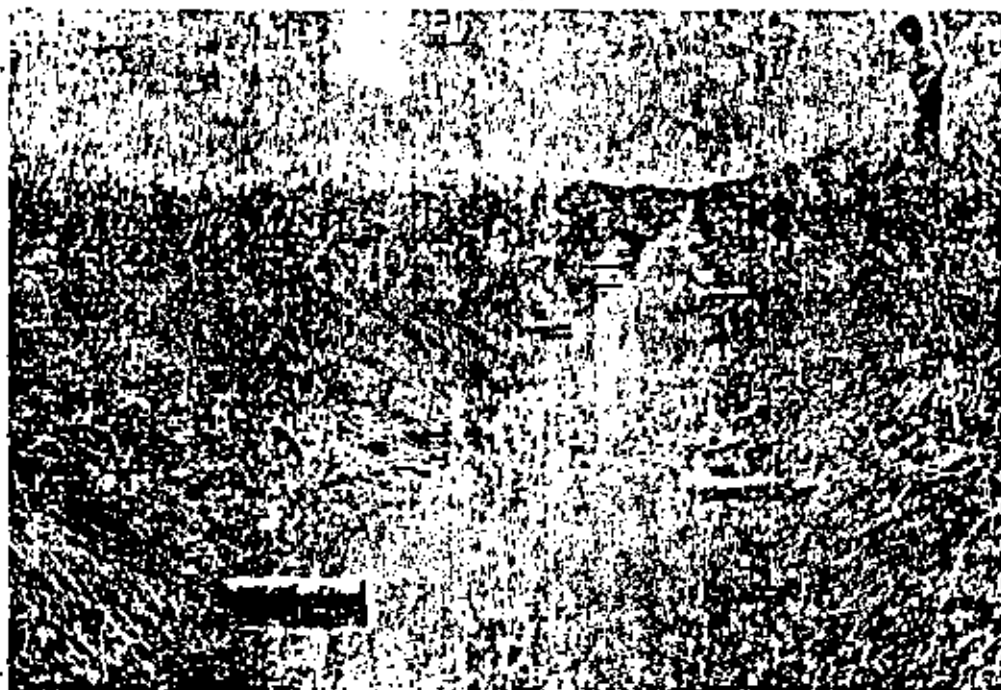


Fig. 7.4. Zanja abierta colectora de drenes enterrados en las Marismas del Guadalquivir. Foto del autor.

de donde se obtiene:

$$J = 0.0008 \text{ m/m} = 0.8 \text{ por mil}$$

## 7.2. Caso de varios tramos diferentes

En los colectores principales, y si éstos tienen considerable longitud, puede resultar conveniente el diseño con dos o más tramos de distintas características.

En las figuras 7.5, y 7.6, se han representado dos de estos casos, frecuentes en la práctica. En la primera, se indica el perfil de una zanja abierta en la que se quieren conservar la sólera, la inclinación de taludes y el calado del agua a lo largo de toda su longitud, variando entonces su pendiente de acuerdo con los caudales característicos de cada tramo.

En la segunda se representa un dren enterrado en el cual se conserva la pendiente en todo su recorrido, aumentando entonces los diámetros progresivamente.

Si se supone que en el origen de ambas conducciones el caudal es nulo ( $Q_0 = 0$ ), el cálculo hidráulico puede efectuarse como sigue:



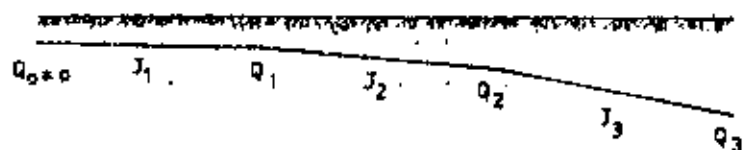


Fig. 7.5.—Solera de una zanja abierta de drenaje con varios tramos de pendientes distintas.

Para el primer tramo, se aplicará la fórmula deducida en el Apéndice 7.1, que ya se ha estudiado en los párrafos anteriores.

Para los tramos siguientes, se aplicará la fórmula general deducida en el Apéndice 7.2, ec. (7.2.8), que referida, por ejemplo, al segundo de los tramos de ambas figuras, será:

$$J = A_2 J_2 - A_1 J_1 \quad (7.10)$$

en la que  $J$  es la pendiente media del tramo;  $J_1$  y  $J_2$ , las pérdidas unitarias correspondientes a los caudales al comienzo y final, y  $A_1$  y  $A_2$ , coeficientes dados respectivamente por:

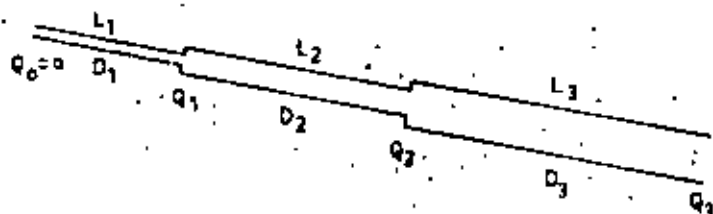


Fig. 7.6.—Colector principal de drenaje con varios tramos de igual pendiente y diámetros diferentes.

$$A_1 = \frac{Q_1}{(1+m) q L_1} = \frac{Q_1}{(1+m) Q_1} \quad (7.11)$$

$$A_2 = \frac{Q_2}{(1+m) q L_2} = \frac{Q_2}{(1+m) Q_2}$$

en las que  $Q_1 = q L$  es el caudal recibido en el tramo considerado.

Indicaremos que en las fórmulas que hayan de emplearse para el cálculo de  $J_1$ ,  $J_2$ , etc., no ha de hacerse intervenir el factor de reducción  $1/(1+m)$ , ya que éste aparece en los coeficientes,  $A_1$ .

En el caso de zanjas abiertas, suele determinarse primeramente la longi-



lud de cada uno de los tramos, y entonces la ec. (7.10) dará directamente la pendiente media con que han de ejecutarse.<sup>4</sup>

En el caso de drenes enterrados, fijada la pendiente se elige una secuencia de diámetros  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$ , etc., y posteriormente, por tanteos sucesivos, se determina la longitud que es necesario dar a cada una de estas conducciones, procediendo en el cálculo desde el menor al mayor. Obsérvese que en la expresión (7.10)  $A_1$  y  $A_2$  son funciones de la longitud, e igualmente,  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $Q_3$ , etc.,  $Q_1 = q L_1$ , etc.

<sup>4</sup> Finalmente, cuando sea aconsejable el empleo de fórmulas cuadráticas, el cálculo de estos tramos puede efectuarse mediante la fórmula (ver Apéndice 7.2):

$$J = M Q_m^2 \quad (7.12)$$

en la que:

$$Q_m = 0.55 (Q_1 + Q_2) \quad (7.13)$$

siendo  $Q_1$  y  $Q_2$  los caudales al principio y al final de cada tramo considerado, salvo el primero, que se calculará mediante la expresión:

$$J = \frac{1}{3} M Q_1^2 \quad (7.14)$$

siendo  $Q_1$  el caudal al final del mismo.  $Q_1 = q L_1$ , como se demuestra en el Apéndice 7.1.

En la ec. (7.12) no debe introducirse el factor  $1/3$ , pues  $J$  ya es la pendiente media para el caso de conducciones de drenaje.







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

V. 6.- CALCULO HIDRAULICO DE LOS ELEMENTOS DE UNA  
RED DE RIEGO POR GOTEO

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979



Dr. José E. TORRES

(1)

#### 4. CONDUCCIONES EN CARGA QUE DISTRIBUYEN UN CAUDAL UNIFORMEMENTE REPARTIDO, ALIMENTADAS POR UN SOLO EXTREMO

Evidentemente, una conducción que al principio lleve 500 l/seg. y cada 200 m. derribe 200 l/seg., finalizando la misma en 1 Km., cumple matemáticamente con el enunciado de este capítulo; pero, sin embargo, la propia categoría de esta tubería aconsejará un cálculo hidráulico detallado y efectuado tramo a tramo de la misma.

Si comparamos la anterior con un ramal de riego por goteo o con una tubería con orificios para riego por surcos, veremos que si en éstas existen, por ejemplo, 60 derivaciones en una longitud de 100 m., derivándose en cada una de ellas un pequeño caudal, al emprender el cálculo hidráulico con el mismo criterio de estudiar lo que ocurre en cada metro de conducción, es tarea prácticamente inabordable. Se supone entonces que el caudal se deriva de forma uniforme y continua a lo largo de toda la conducción, llegándose así a establecer unas fórmulas especiales que resuelven el problema.

Entre este caso y el primero existe un término medio, corresponde al de los ramales de aspersión alimentando un número determinado de aspersores, por ejemplo a 15 espaciados 12 m. La solución tiene también sus características especiales y también nos ocuparemos de ella.

Háremos notar que en esta publicación no nos referiremos al primero de los casos indicados, sino a los dos últimos, y que, asimismo, las normas hidráulicas que sirven de base para el cálculo hidráulico de los ramales de aspersión son a veces aplicados a tuberías como las de riego por goteo con un número de derivaciones mucho mayor y un espaciamiento entre las mismas mucho menor, pero ambas tienen la característica común (adoptada en la práctica, con vistas al cálculo) de distribuir caudales uniformemente repartidos.

Sin embargo, cabe, dentro de esta uniformidad práctica de reparto, una nueva distribución, y es la de que el sistema pueda asimilarse a una distribución continua o a una distribución discreta.

El límite es difícil de establecer y la propia naturaleza de la conducción aconsejará sobre uno u otro método; no obstante, parece evidente que, salvo casos especiales, han de tratarse como distribuciones continuas las tuberías de drenaje de último orden, las perforadas o con boquillas para riego, los

---

(1).- José E. DE PACO.- "Conducciones con servicio en Rura". Universidad Politécnica de Valencia 1974

.

ramales de goteo, las tuberías para riego por surcos, etc., y como distribución discreta, las de ramales laterales (talas de riego) de aspersión y, en algún caso, no siempre, las conducciones que abastecen directamente a los ramales de goteo, cuando el número de éstos no sea grande; todo ello, quedando a juicio del proyectista, que decidirá, en caso de dudas, calculando una de las conducciones del proyecto típicas por ambos métodos y adoptando la que arroje resultados más desfavorables, siempre que éstos sean realmente significativos, pues téngase en cuenta el empirismo en la estimación de las pérdidas adicionales por juntas y derivaciones, que puede conducir a cifras en exceso mucho mayores que las derivadas del propio método de cálculo, especialmente cuando el número de tomas es superior a 20, ya que entonces las diferencias entre pérdidas de carga suelen ser inferiores a un 7 por 100 del valor de dichas pérdidas, de forma que, si por el método continuo se ha calculado una pérdida de 2, en el método discreto dará una pérdida no superior a 2'14 m., de forma que la relación de 1'07 entre ambas es muy inferior a los coeficientes de 1'15 a 1'25 aplicados por las pérdidas accidentales anteriormente citadas.

No es necesario aclarar que las cifras indicadas son meramente indicativas.

#### 4.1. Variación del factor de fricción a lo largo de la conducción. Empleo de fórmulas empíricas

En la fig. 4.1. se ha representado una conducción de diámetro constante  $D$  que distribuye un caudal fijo  $q$  en varias tomas uniformemente espaciadas.

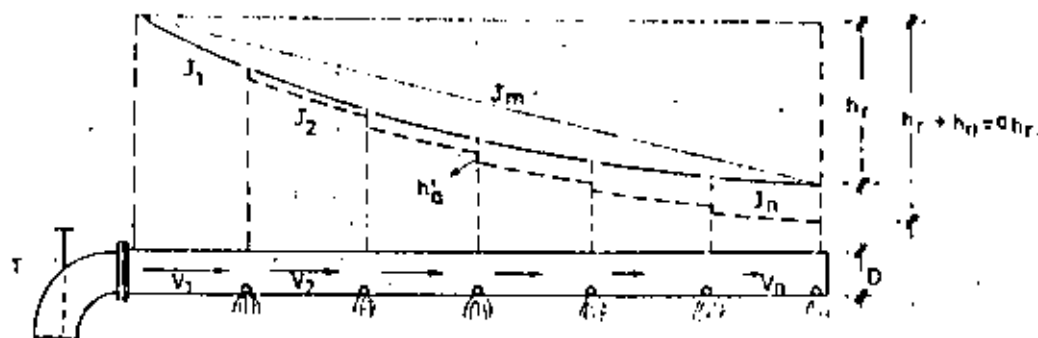


Fig. 4.1. Variación de la velocidad media en una conducción de diámetro constante con servicio en rota.

Es evidente que, en este sistema, la velocidad media irá disminuyendo a medida que aumenta la distancia a la toma  $T$ , y salvo en el único caso de que el flujo sea turbulento rugoso en toda ella, cosa que rara vez ocurrirá en los ramales de riego, el factor de fricción  $f$ , al ir disminuyendo el número de



Reynolds, irá aumentando a lo largo de ésta, como se deduce de los diagramas correspondientes a la fig. A.3.2.3.

Sin embargo, estos aumentos del factor  $f$  son mucho menores que las disminuciones de  $Q^{0.75}$  de las ecs. (3.1) del capítulo anterior, siendo el resultado de la combinación de ambas variaciones el que la pérdida de carga unitaria  $J$  va disminuyendo desde el principio hasta el final, según se aprecia en la figura anterior, en la cual se ha presentado a trazo grueso las diferentes  $J$ , y a trazo discontinuo la línea real de pérdida de carga en el supuesto (para una mayor sencillez de la figura) de que juntas y derivaciones estuviesen siempre en la misma sección, produciéndose en cada una de ellas una pérdida accidental conjunta  $h'_a$ .

Se comprende que en el caso de flujo situado en la zona de transición, dada la complicación de la fórmula de Colebrook (3.11) o la de Von Karman para del turbulento liso, el cálculo teórico de estas conducciones, tramo a tramo, resulta prácticamente imposible, siendo incluso laborioso en el caso de turbulencia rugosa ( $f = \text{cte}$ ) cuando el número de derivaciones es grande.

Por ello, continúa aún generalizado el empleo de fórmulas empíricas monomías, que ofrecen marcadas ventajas para el cálculo hidráulico, tanto de distribuciones continuas como de las discretas, según veremos en este y próximos capítulos.

Haremos notar que el empleo de estas expresiones empíricas, integradas a lo largo de la conducción, no implica necesariamente la simplificación de suponer  $f = \text{cte}$  en toda ella, cuando no lo sea, pues por ejemplo en el régimen turbulento liso, la aplicación de la fórmula de Blasius:

$$h_f = \frac{0.0246 v^{0.25}}{D^{4.75}} l Q^{1.75}$$

parte de una expresión de  $h_f$  dada, como ya se indicó, por:

$$f = \frac{0.3164}{\text{Re}^{0.25}}$$

y por lo tanto, la integración de  $h_f$  en la conducción tendrá en cuenta esta variación.

Lo mismo ocurre con la ec. (3.6) para el cálculo de conducciones de polietileno, enteramente análoga a la anterior, así como con la de Hazen-Williams para la zona de transición, aunque en esta  $f$  es función de  $D$  y  $V$  no expresable como función única de  $\text{Re}$ .

Sin embargo, si se considera  $f = \text{cte}$  en la aplicación de la fórmula de Manning, pero ya se indicó en el párrafo 3.1, que esta debe aplicarse, en rigor, cuando  $(\text{Re}) > 40$ , es decir, cuando las condiciones son muy cercanas al régimen turbulento rugoso, y en once, precisamente, las investigaciones de la escuela de Prandtl dan  $f = \text{cte}$  ec. (2.27) para una rugosidad dada, con





independencia de las variaciones del número de Reynolds a lo largo de la tubería.

### 1.2. Caso de una distribución continua Fórmula general

Las características que constituyen la situación más general, dentro de la distribución continua y uniforme de caudales, son las correspondientes a un tramo de conducción de diámetro constante por cuyo extremo de aguas arriba recibe un caudal  $Q_0$  y por el de aguas abajo sirve otro  $Q_e$  después de repartir en la forma indicada y a lo largo de todo su recorrido un caudal de  $q \text{ m}^3/\text{seg. m}$ .

Evidentemente, se verificará:

$$Q_0 = Q_e + q L \quad (4.1)$$

Si despreciamos las alturas de velocidad en todos los puntos de la conducción, puede plantearse, según se indicó en el capítulo 2, la ecuación:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + h_r + h_a \quad (4.2)$$

En la que  $h_r$  y  $h_a$  son las pérdidas por rozamiento y accidentales, respectivamente.

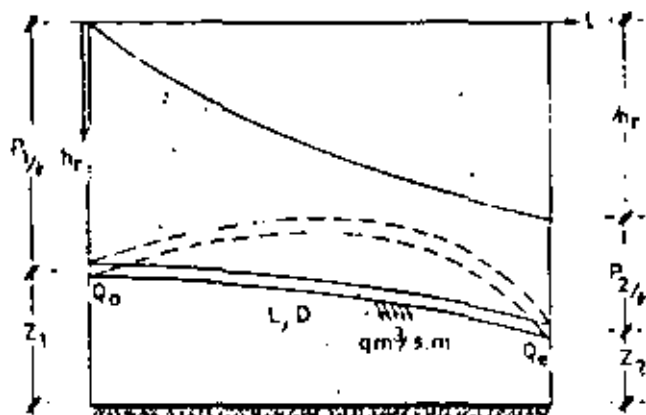


Fig. 4.2.- Conducción con caudal no nulo en ambos extremos y servicio en ruta.

Ya se indicó que las pérdidas accidentales correspondientes a las juntas de acoples y derivaciones se reparten total y de forma uniforme en la conducción



suelen estimarse como un porcentaje de las de rozamiento, de forma que, con fines prácticos, la ec. (4.2) puede ponerse en la forma:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + ah_r \quad (4.3)$$

en la que  $a$  es el coeficiente que engloba esta pérdida variable, según las condiciones, entre 1'10 y 1'25.

Indicamos que en las ecuaciones anteriores nos referimos a un tramo de conducción simple en el que no se producen más pérdidas accidentales que las enunciadas, pues si la ecuación de energía fuese planteada desde la conducción principal que abastece a la estudiada debería de escribirse:

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + ah_r + b'_2 \quad (4.4)$$

en la que  $z_0 + p_0/\gamma$  es la cota piezométrica en un punto de la sección transversal situado inmediatamente aguas arriba de la derivación del ramal estudiado, y  $b'_2$  son las pérdidas accidentales que tienen lugar en la embocadura (párrafo 3.2), así como todas las producidas por los aparatos en cabeza de ramal, tales como hidrantes, medidores de caudal, etc.

Refiriéndonos, pues, a la ec. (4.3), supongamos que la presión nominal a que ha de estar sometida la conducción es  $p/\gamma$  y que se establece que la diferencia máxima de presiones en toda su longitud no puede superar, por ejemplo, un valor de  $b$   $p/\gamma$  estando  $b$  comprendido generalmente entre 0'10 y 0'20.

Para una mayor sencillez supongamos que la mayor diferencia de presiones corresponde a la existente entre el principio y el final de la conducción, lo que no ocurriría, por ejemplo, si el perfil longitudinal de la conducción fuese el indicado a trazos en la fig. 4.2.

Habría de verificarse entonces,

$$h_r = \frac{p_1 - p_2}{\gamma} - (z_2 - z_1) \quad (4.5)$$

en el caso de que la conducción fuese toda ella cresta abajo y con pendiente pronunciada  $z_2 < z_1$  y puede ser que también  $p_2 > p_1$ , continuando siendo válida la ecuación anterior.

La ec. (4.5) permite obtener un valor de  $h_r$ . El diámetro de la conducción se obtendrá entonces igualando dicho valor a la expresión:

$$h_r = M L (A_0 Q_0^m - A_c Q_c^m) \quad (4.6)$$



obtenida por nosotros en el Apéndice 4.1, ec. (4.1.15), según un procedimiento que creemos original y en el cual  $M$  es una función del diámetro dada por la fórmula empírica que se usó:

$$h_f = M L Q^m$$

según se vio en el capítulo 3, I, la longitud de la conducción;  $Q_o$ ,  $Q_e$  los caudales extremos, y finalmente,  $A_o$  y  $A_e$  son dos coeficientes adimensionales dados respectivamente por:

$$A_o = \frac{Q_o}{q(1+m)L} = \frac{Q_o}{(1+m)Q_d} \quad (4.7)$$

$$A_e = \frac{Q_e}{q(1+m)L} = \frac{Q_e}{(1+m)Q_d}$$

El procedimiento puede generalizarse a conducciones formadas por varios tramos de longitudes y diámetro distintos (ver párrafo 4.2.2). En las ecuaciones anteriores,  $Q_d = qL$ .

La ecuación (4.6) ha sido obtenida por el autor a partir de la expresión general:

$$h_f = \frac{M}{q(1+m)} (Q_o^{1+m} - Q_e^{1+m}) \quad (4.8)$$

también deducida en dicho Apéndice 4.1, ec. (4.1.10), y tiene la ventaja respecto a ésta de poder utilizar directamente los ábacos confeccionados para el tipo de fórmula elegida de acuerdo con el flujo.

$$J = M Q^m$$

En efecto, la ec. (4.6) puede ponerse en la forma:

$$h_f = (A_o J_o - A_e J_e) L = J_m \cdot L \quad (4.9)$$

en la que  $J_o$  y  $J_e$  son las pérdidas de carga unitarias que se producirán si por toda la conducción circulasen  $Q_o$  y  $Q_e$ , respectivamente, y  $J_m$  es la pérdida de carga unitaria media dada por:

$$J_m = A_o J_o - A_e J_e \quad (4.10)$$

En el siguiente ejemplo, se aplica todo cuanto acaba de exponerse.

Ejemplo 4.1:

Una conducción de polietileno abastece a 25 ramales de goteo, cada uno



de los cuales la de distribución 100 l/hora y están distanciados entre sí 5 m. Al final de la misma, ha de disponerse, además, de 1.500 l/hora.

La cota del origen es de 181'30 m y la del final 180'40 m, con pendiente prácticamente uniforme, deseándose que la presión al final sea de 18 m. (1'74 atm.) y que la variación en toda la conducción no supere al 20 por 100 de ésta.

Determinar el diámetro mínimo comercial que satisface estas condiciones si se supone que las pérdidas en juntas y derivaciones aumenten en un 15 por 100 a las de rozamiento. ¿Cuál sería entonces la presión al principio? (Ver Fig. 4.3.)

La longitud de la conducción a considerar será:

$$L = 25 \cdot 5 = 125 \text{ m.}$$

y además:

$$Q_r = 1.500 \text{ l/h.}$$

$$q L = 25 \cdot 100 = 2.500 \text{ l/h.}$$

$$Q_m = 1.500 + 2.500 = 4.000 \text{ l/h.}$$

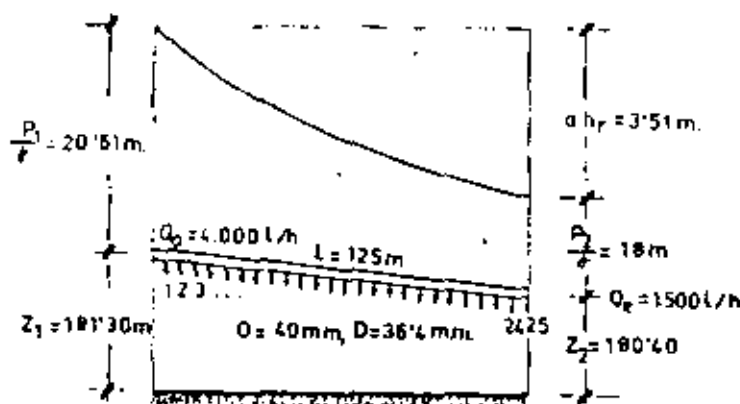


Fig. 4.3. Caso práctico de conducción con servicio mixto.

Calculemos ahora las pérdidas por rozamiento que pueden admitirse en la conducción.

Dado que se trata del diámetro mínimo, la presión en el origen será mayor que en el final, incluso siendo el perfil de la conducción descendente.

La ec. (4.5) da, teniendo en cuenta que en este caso  $a = 1'15$  (15 por 100):

$$D_r = \frac{0'20 \cdot 18 \cdot (180'40 - 181'30)}{1'15} = 3'913 \text{ m.}$$





Además, se tienen  $m = 1.75$  (poli-étileno)

$$A_o = \frac{Q_o}{q L (1 + m)} = \frac{4.000}{2.500 \cdot 2.75} = 0.582$$

$$A_e = \frac{Q_e}{q L (1 + m)} = \frac{1.500}{2.500 \cdot 2.75} = 0.218$$

A partir de estos datos y de la fig. A.3.2.1 del Apéndice 3.2, para  $P = 1$  atm, puede confeccionarse la siguiente tabla:

D (mm)	45.8	36.4	29.0
$\Phi$ (mm)	50	40	32
$A_o$	0.582	0.582	0.582
$J_o$	0.015	0.045	0.127
$A_e$	0.218	0.218	0.218
$J_e$	0.0027	0.0082	0.0240
$A_o J_o$	0.00873	0.02619	0.07391
$A_e J_e$	0.00059	0.00179	0.00523
$J_m$	0.00814	0.02440	0.06868
$l, (m)$	125	125	125
$h = J_m \cdot l, (m)$	1.0175	3.0500	8.5850

Por lo tanto, el diámetro a adoptar será el de  $\Phi = 40$  mm., con diámetro exterior de  $D = 36.40$  mm. Podría disminuirse algo el coste adoptando una combinación de  $\Phi = 40$  mm al principio y  $\Phi = 32$  mm. al final, sin embargo, y en el campo indicado, esto no resulta realmente necesario, ya que la pérdida de 3.05 m., obtenida con  $\Phi = 40$  mm., es muy próxima a la admisible de 2.93 m.

En forma de aplicando la ec. (4.3) con la pérdida de carga real obtenida puede escribirse:

$$81.30 + \frac{\gamma_1}{\gamma} = 180.40 + 18.00 + 1.15 \cdot 3.05$$

de donde se obtiene fácilmente la ecuación en el origen de la conducción,

$$P = 20.7 \text{ m} = 2 \text{ atm}$$



#### 4.2.1. Conducción con caudal nulo al final

Estudiaremos ahora uno de los casos que con mayor frecuencia se presenta en la práctica, que es el de una conducción que, teniendo en el origen un caudal  $Q_0$ , lo agota distribuyéndolo uniformemente y de forma continua, bien sea en toda su longitud o bien en un último tramo de ésta, de forma que al final el caudal es nulo.

Distinguiremos aquí estos dos casos

a) El caudal se distribuye en toda su longitud.

La situación está descrita esquemáticamente en la fig. 4.4.

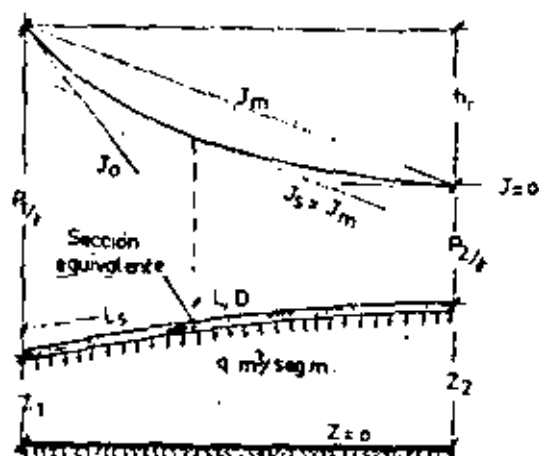


Fig. 4.4.- Conducción con servicio en ruta constante. Caudal nulo en el extremo.

La deducción de la fórmula a aplicar se obtiene de la expresión general ec. (4.8), sin más que hacer en la misma  $Q_c = 0$  y tener en cuenta que, en este caso  $Q_0 = q L$ , por distribuirse el caudal a lo largo de toda la conducción. Con ello, se obtiene fácilmente:

$$h_f = \frac{1}{1+m} J_0 L = \frac{1}{1+m} M L Q_0^m \quad (4.11)$$

siendo  $J_0$  la pérdida de carga unitaria al principio del ramal o bien:

$$J_0 = \frac{1}{1+m} J_m = \frac{1}{1+m} M Q_0^m \quad (4.12)$$



Ambas ecuaciones se deducen en el párrafo A.4.1.2 del Apéndice 4.1.

En dicho párrafo, el autor también desarrolla un método, que creemos original, en el que demuestra que la pérdida de carga  $h_f$  puede calcularse mediante la expresión:

$$h_f = J_x \cdot L$$

siendo  $J_x$  la pérdida de carga unitaria correspondiente al caudal  $Q_x$  que circula por la conducción a una distancia  $L_x$  del origen dada por la relación:

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{\sqrt[m]{1+m}}{L} \\ J &= \frac{\sqrt[m]{1+m}}{L} \end{aligned} \quad (4.13)$$

es decir:

$$J_x = M Q_x^m = M (Q_u - q) L_x^{m-1} = M q^m (L - L_x) \quad (4.14)$$

puesto que en el caso a que nos estamos refiriendo  $Q_u = q L$ .

En el párrafo A.4.1.2 de dicho Apéndice se da una tabla con los valores de  $L_x/L$  en función del exponente  $m$  de la fórmula de pérdida de carga.

Haremos notar que, en este caso, la tangente a la línea de energía al final de la conducción tiene pendiente nula,  $J = 0$ , puesto que  $Q_x = 0$ .

La sección situada a una distancia  $L_x$  del origen, dada por la ec (4.13), la denominamos "sección equivalente".

En el caso b) el caudal se distribuye solamente en un tramo final  $L_d$ , y el anterior, de longitud  $L_u = L - L_d$ , lleva el caudal  $Q_u$  constante.

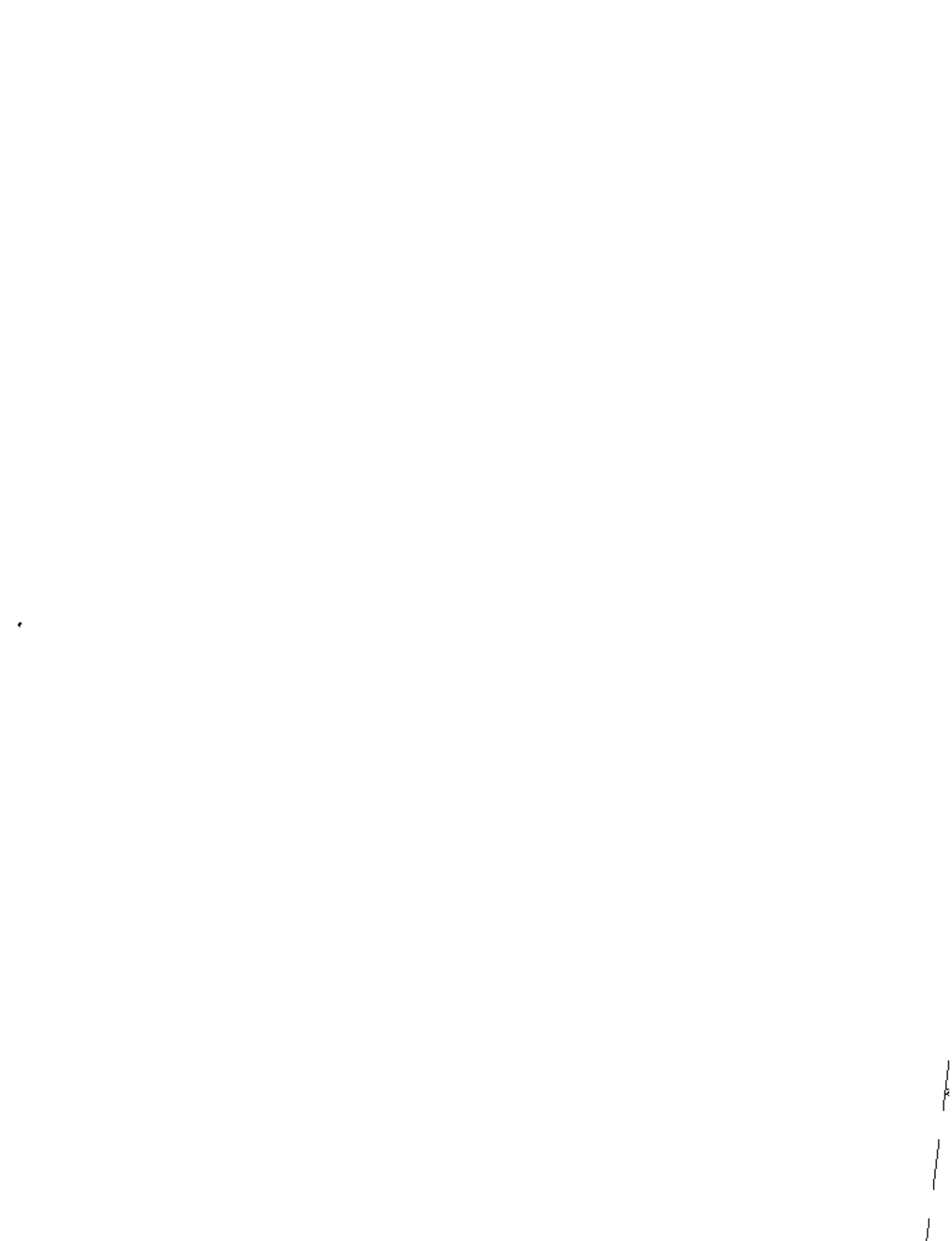
El caso se expone en la fig. 4.5, y la línea de energía constará de un primer tramo recto, correspondiente a la longitud  $L_u$ , y después una curva con pendiente nula en el extremo, correspondiente al tramo  $L_d$ . En la fig. 4.5, se ha supuesto el diámetro constante en toda la longitud  $L$ .

Este caso se expone también en el Apéndice 4.1, párrafo A.4.1.3, y la pérdida de carga  $h_f = h_{f1} + h_{f2}$ , puede calcularse mediante la expresión, en la hipótesis de diámetro constante:

$$h_f = M L_u^m Q_u^m + \frac{1}{1+m} M L_d^m Q_u^m \quad (4.15)$$

o más sencillamente considerando que todo el caudal  $Q_u$  circula por la totalidad de una conducción de longitud equivalente  $L_e$  y del mismo diámetro,

$$h_f = M L_e^m Q_u^m \quad (4.16)$$



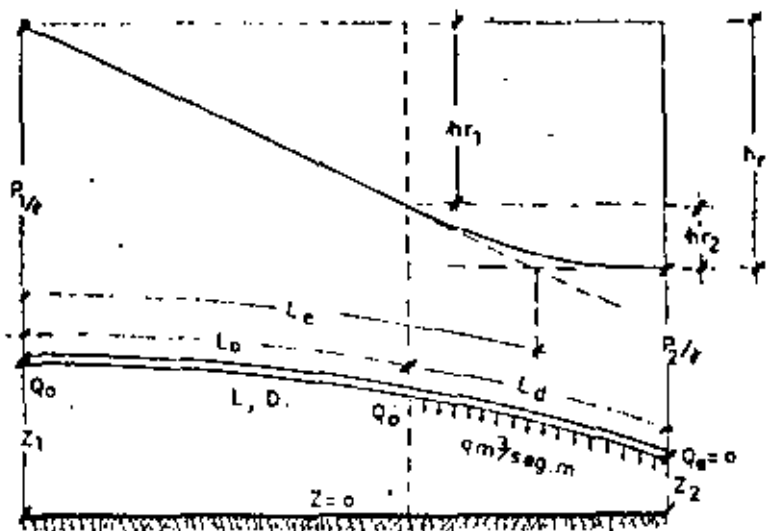


Fig. 4.5. - Conducción mixta con caudal nulo en el extremo.

en la que  $L_e$  viene dada por:

$$L_e = L_0 + \frac{L_d}{1+m} \quad (4.17)$$

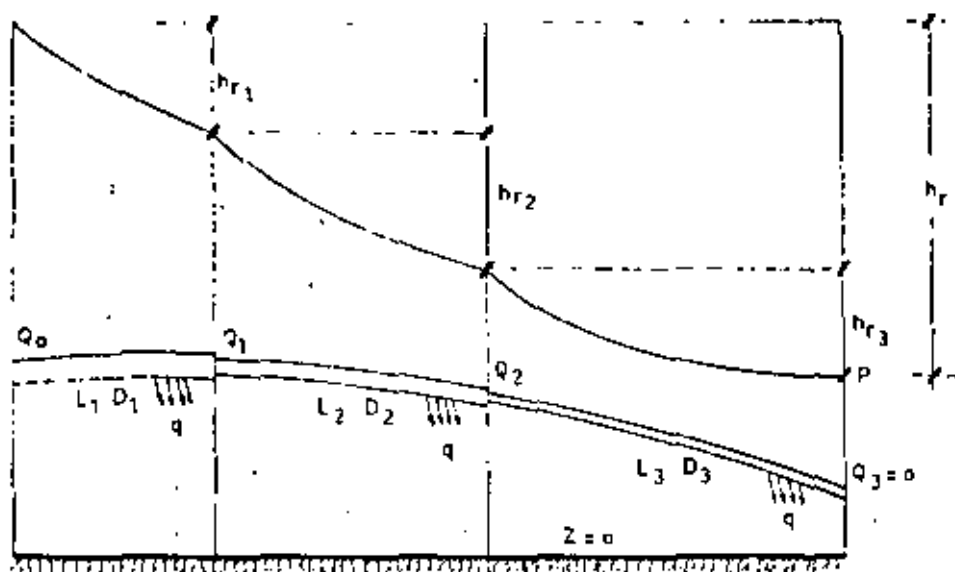
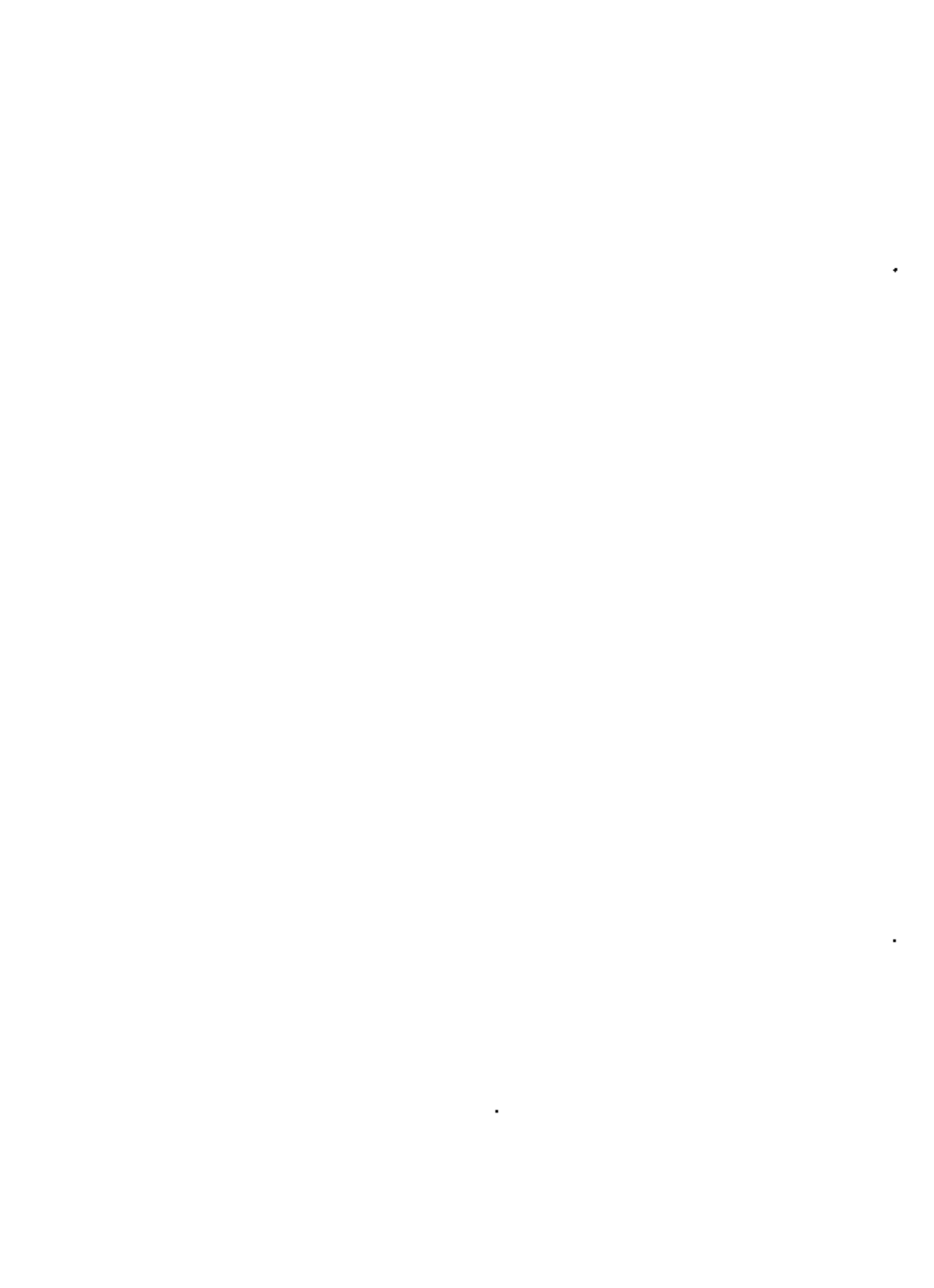


Fig. 4.6 - Conducción repartiendo un caudal  $q$  uniforme y continuo, constituida por varios tramos de longitud y diámetro distintos con caudal nulo en el extremo.





inferior, por tanto, a la longitud  $L$  real de la conducción. En la fig. 4.5 se indica gráficamente el significado de  $L_p$ .

En párrafos posteriores de este capítulo, se darán ejemplos de aplicación de todo lo anterior.

#### 4.2.2. Extensión de la fórmula general a una conducción con servicio en ruta $q$ constante y varios tramos de diámetros diferentes

La conducción distribuye un caudal uniforme  $q$  y de forma continua, con varios tramos de longitud y diámetros distintos, siendo al final el caudal nulo.

Insistimos en que el caudal  $q$  es el mismo en todos los tramos sea cual sea su longitud y diámetro.

El caso viene indicado, esquemáticamente, en la fig. 4.6, para una tubería formada por tres tramos distintos, a la cual nos referimos en el procedimiento analítico. No obstante, éste puede generalizarse fácilmente a un número cualquiera de tramos.

La pérdida de carga puede calcularse aplicando a todos los tramos, menos al último, en cuyo final el caudal es nulo, la ec. (4.6) particularizada, y al último, la ec. (4.11).

Para el caso indicado en la figura, se tendrá, por tanto:

$$h_{r1} = (A_{o1} M_1 Q_0^m - A_{e1} M_1 Q_1^m) L_1$$

$$h_{r2} = (A_{o2} M_2 Q_1^m - A_{e2} M_2 Q_2^m) L_2$$

$$h_{r3} = \frac{1}{1+m} M_3 L_3 Q_2^m$$

en la que, según las ecs. (4.7), serán:

$$A_{o1} = \frac{Q_0}{(1+m) Q_{d1}} \quad ; \quad A_{e1} = \frac{Q_1}{(1+m) Q_{d1}}$$

$$Q_{d1} = Q_0 - Q_1 = q L_1$$

$$A_{o2} = \frac{Q_1}{(1+m) Q_{d2}} \quad ; \quad A_{e2} = \frac{Q_2}{(1+m) Q_{d2}}$$

$$Q_{d2} = Q_2 - Q_1 = q L_2$$



$M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$  son las funciones correspondientes a los diámetros  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  de acuerdo con la fórmula práctica que se haya de emplear.

#### 4.2.3. Conducción con distribución continua y no uniforme de caudal en sus diversos tramos

La teoría expuesta en los párrafos anteriores, permite la resolución de todos los casos posibles en la práctica de la distribución uniforme y continua de caudales; no obstante, creemos conveniente, y para finalizar la misma, hacer referencia a un caso concreto que se da frecuentemente en la práctica debido a las irregularidades del perímetro de las fincas.

Suponemos, para una mayor sencillez, reducido a tres el número de tramos a considerar y siendo estos de, diámetro y longitud distintos. El procedimiento puede generalizarse a cualquier situación.

Suponemos que en cada uno de los diferentes tramos el caudal distribuido  $q_i$  es uniforme dentro del mismo estando representado en planta el caso a que nos referimos, y que se presentara en la práctica, por ejemplo, cuando, debido a una irregularidad de los límites naturales de la finca a regar haya de variarse la dirección de la conducción abastecedora de tomas repartidas en toda su longitud, todas ellas derivando el mismo caudal.

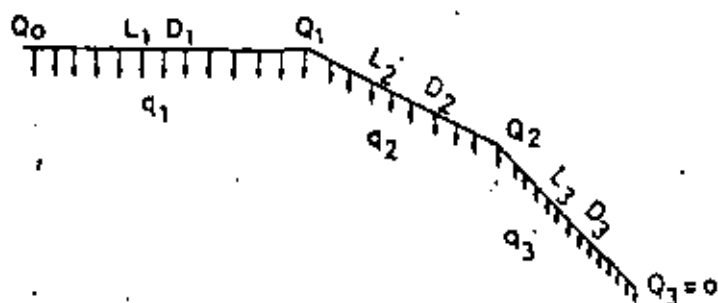


Fig. 4.7.—Conducción con distribución no uniforme de caudales.

Las ecuaciones a emplear serán idénticas a las del párrafo anterior, haciendo notar que ahora:

$$Q_{d1} = Q_1 - Q_0 = q_1 L_1$$

$$Q_{d2} = Q_2 - Q_1 = q_2 L_2$$

etc...



#### 4.2.4. Aplicación a las conducciones del sistema de riego por goteo

No es nuestra intención aquí el hacer una descripción del tipo general sobre el riego por goteo, lo que caería, evidentemente, fuera de los límites de esta obra. Nos limitamos, únicamente, a dar unas ideas sobre las cuestiones que constituyen parámetros determinantes o básicos tanto para el cálculo de ramales de goteo, propiamente dichos, como de las conducciones que los abastecen directamente.

El esquema de parte de una instalación de riego por goteo puede verse en la fig. 1.2, el cual consta de una conducción principal AB que puede ser de polietileno o de P. V. C., enterrada, la cual abastece a una serie de ramales XX' que llevan instalados, espaciados uniformemente, los aparatos que distribuyen el agua directamente sobre la superficie regada.

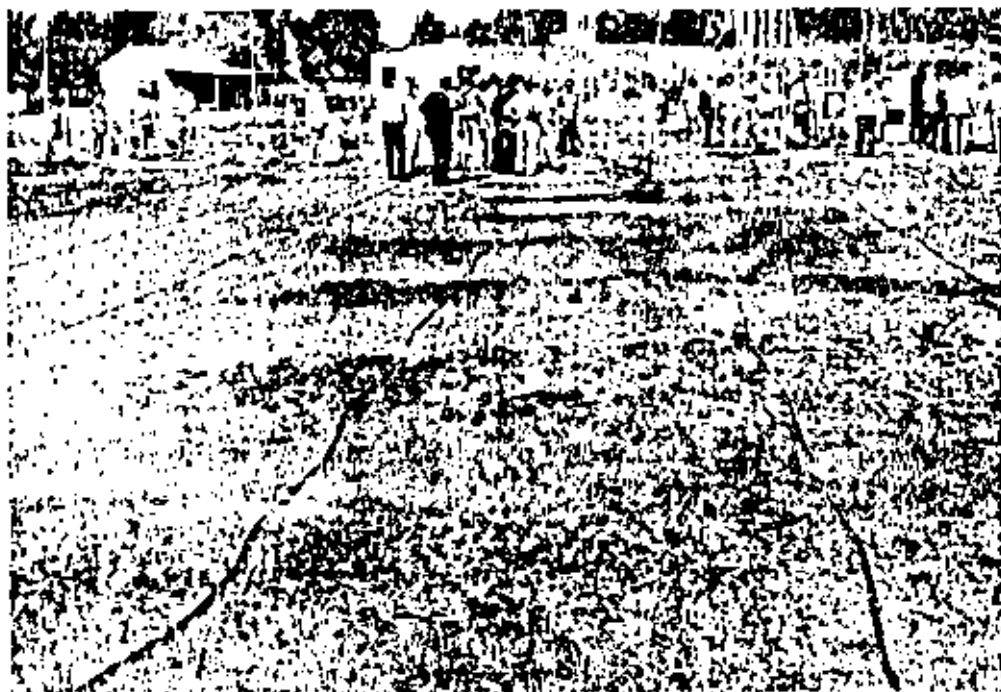


Fig. 4.8. Exposición de diversos tipos de conducciones y emisores para el riego por goteo en el Instituto Ruppín de Israel. Foto del autor.

Estos aparatos se denominan emisores o goteadores. En la fig. 4.8 se observan varios ramales de riego con diversos tipos de emisores, foto tomada por el autor en la exposición anual que se celebra en el Instituto Ruppín de Israel.

Actualmente, en las instalaciones con fines prácticos, los ramales se colocan sobre la superficie del terreno, estándose llevando a cabo expe-



tiencias con vistas a su adaptación como riego subterráneo que fue, en realidad, la idea original del sistema.

Las instalaciones en plantaciones de frutales suelen ser fijas, discurriendo el ramal a lo largo de la fila formada por los troncos de los árboles, siendo de buena adaptación el sistema, respecto a sus condiciones económicas, cuando resulta suficiente un solo ramal por cada fila de árboles. En cultivos de huerta las instalaciones suelen ser semifijas, regando cada ramal en varias posturas.

Los ramales son de polietileno y tienen, por lo general, diámetros comprendidos entre 10 y 20 mm., oscilando su longitud entre los 50 y los 70 m.

El sistema funciona a baja presión, estando ésta en los emisores comprendida, normalmente, entre los 10 y los 12 m. de columna de agua.

Un emisor riega entre 2 y 3 m. a cada lado del mismo, y su espaciamiento a lo largo del ramal oscila entre 0.50 a 1.50 m., con unos caudales, por unidad, que suelen oscilar entre 2 y 13 l/hora, si bien, cuando se emplean pulverizadores, éstos pueden llegar incluso a los 25 l/hora.

Las distancias máximas entre ramales no debe ser superior a los 5 m.; por ello, en plantaciones con una separación entre filas superior a ésta, el sistema se encarece considerablemente, pues es necesario poner dos ramales por fila.

El sistema no es válido en los suelos arenosos y es aconsejable para el proyecto el disponer de planos con curvas de nivel cada 0.25 m.

Teniendo en cuenta que se trata de un sistema que funciona a baja presión, debe ponerse especial cuidado en la elección de la dirección de los ramales de goteo, aconsejándose pendientes del orden del 3 por mil, las cuales no deben ser sobrepasadas.

La variación de presión a lo largo de un ramal no debe ser superior al 20 por 100 de la nominal aceptada en el riego por aspersión, tomándose normalmente cifras comprendidas entre el 10 y el 15 por 100 de aquélla.

Finalmente indicaremos que, cuando el número de emisores por ramal sea pequeño, pueden aplicarse las normas de Christiansen para el cálculo de distribución discreta sustituyendo la fórmula general de distribución continua:

$$h_r = \frac{1}{1+m} M L Q_0^m$$

por la forma:

$$h_r = F M L Q_0^m \quad (4.18)$$





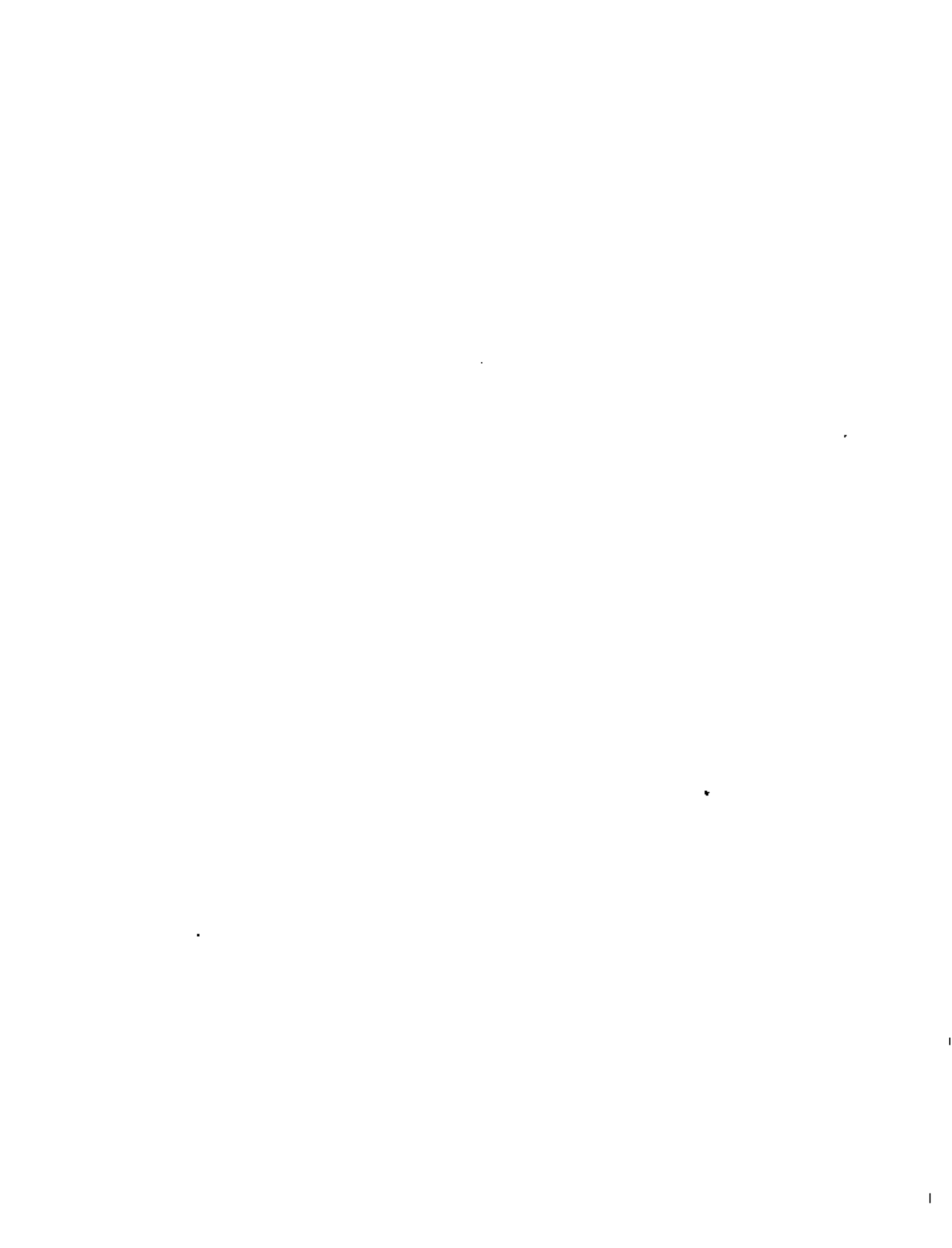
que se estudiará en el próximo capítulo y estando  $F$  comprendida entre los límites:

$$\frac{1}{1+m} < F < 1.00 \quad (4.19)$$

aumentando a medida que disminuye el número de emisores dentro del tamal.



Fig. 4.9.—Instalación de riego por goteo en una plantación de frutales de Israel. Foto del autor.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

V. 8.- CONDUCCIONES CON DISTRIBUCION CONTINUA, ALIMENTADAS  
POR SUS DOS EXTREMOS

DR. JOSE E. TORRES SOTELO

OCTUBRE, 1979



V.D.- Conducciones con distribución continua, alimentadas por sus dos extremos.

Dr. José E. TORRES

(1)

## 6. CONDUCCIONES ALIMENTADAS POR SUS DOS EXTREMOS

La tendencia, cada vez mayor, al empleo de sistemas fijos para el riego, en la idea de reducción de la mano de obra, lleva consigo un hecho evidente que es la necesidad de utilizar mayor longitud de conducción por hectárea regada. Con ello existe la desventaja de un coste de instalación más elevado, con el consiguiente aumento de su amortización.

Un primer paso para disminuir este inconveniente es el tratar de reducir los diámetros de las conducciones, pero ya se ha visto que esta reducción está

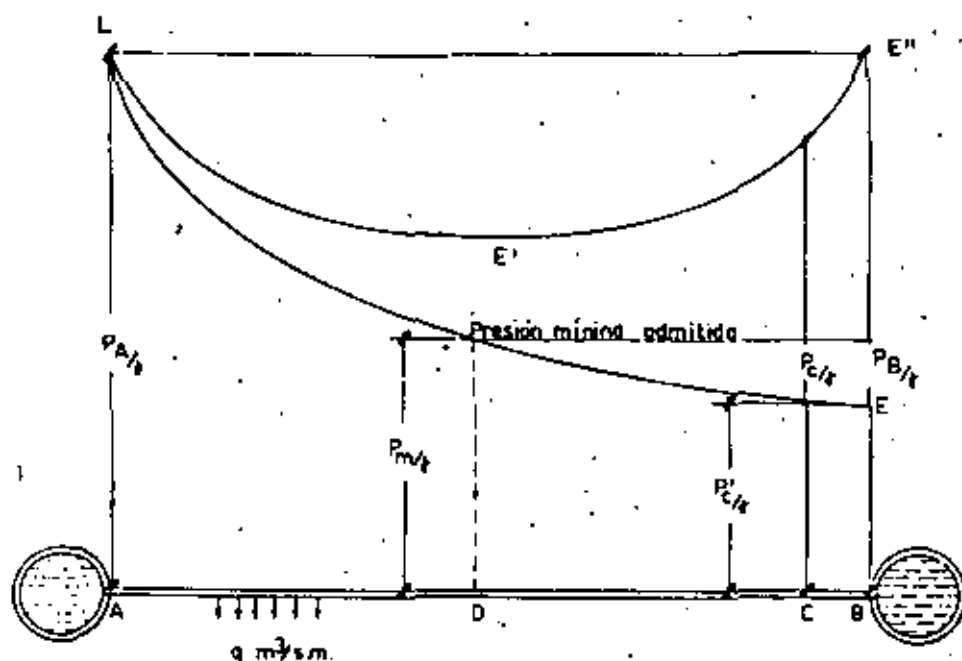


Fig. 6.1.- Modificación de la línea de energía en una conducción horizontal, al ser alimentada por sus dos extremos con igual presión.

(1) - José I. DE FACO. - "Conducciones con Servicio en Ruta. Universidad Politécnica de Valencia 1.974.



Se añade limitada a causa del aumento de pérdidas de carga que puede originarse, con la consiguiente variación de presión a lo largo de la conducción, variación que puede ocasionar una mala uniformidad en la aplicación del agua, en el momento en que los caudales arrojados en determinados puntos de la conducción difieran de los nominales en valores superiores a los admitidos, que, como se indicó en el párrafo 3.3, no deben ser superiores al 10 por 100.

Sin embargo, recientemente, se está empleando con éxito una modalidad en las redes de riego que permite la reducción de diámetros en la red terciaria, alas de riego, ramales de goteo, etc.; sin que la variación de presión sea superior a la admitida, consiste en alimentarlas por sus dos extremos.

En la fig. 6.1, se representa el efecto de esta forma de alimentación. Si la conducción AB, de diámetro reducido y que distribuye un caudal uniformemente repartido, se abasteciese únicamente por su extremo A, siendo  $P_m$  la presión mínima admitida, con vistas a la uniformidad en la distribución de caudales, la línea piezométrica sería la LE', observándose que todo el tramo DB (sentido de circulación de A a B) funcionaría en condiciones no adecuadas, siendo, por ejemplo en el punto C del mismo, la presión muy inferior a la mínima.

Cuando se alimenta la tubería por sus dos extremos, la conducción se divide en dos tramos en los que la dirección del flujo está invertida, existiendo un punto intermedio de la misma en el que el caudal es nulo. Este punto se denomina "punto neutro".

La línea de energía se modifica adquiriendo una forma tal como la LE'E', y como consecuencia de ello las presiones en toda la conducción son superiores a las correspondientes a la alimentación por un solo extremo, ya que en cada punto el caudal que circula es inferior al que circularía si la conducción estuviese alimentada únicamente por el extremo más cercano a dicho punto, y como consecuencia la pérdida de carga unitaria  $J$  es siempre menor.

Por consiguiente, puede emplearse un diámetro más pequeño sin correr el riesgo de una peor distribución del agua de riego.

Dedicamos el presente capítulo al estudio de esta modalidad de alimentación, limitándonos a los casos que juzgamos de un mayor interés práctico.

### 6.1. Caso de una distribución de caudales uniforme

En la fig. 6.2, se ha representado una conducción AB, conectada por sus dos extremos a dos fuentes de presión, por ejemplo dos tuberías en carga.

La conducción reparte en todo su recorrido un caudal uniforme que suponemos en distribución continua y tiene una longitud  $L$  y un diámetro  $D$ .

Según la diferencia de cotas piezométricas en sus extremos, puede suce-





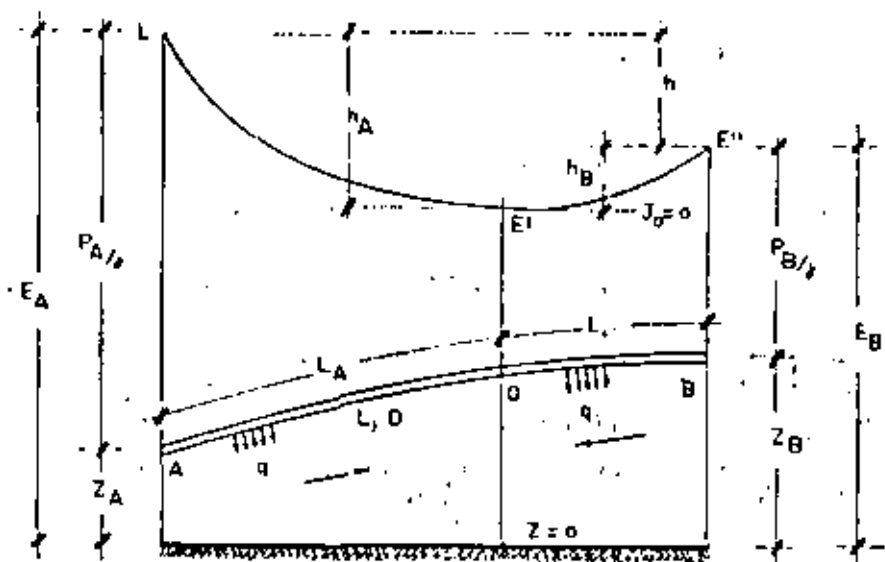


Fig. 6.2 Conducción que distribuye un caudal uniformemente repartido alimentada por sus dos extremos.

der que todo el caudal sea recibido de A o de B o de ambos puntos simultáneamente. Desde de mayor interés práctico, en nuestro caso, este último.

En esta hipótesis, es evidente que habrá un punto  $n$  de la conducción en el cual el caudal es nulo y que el sentido del flujo está invertido a ambos lados del mismo. Este punto se denominará "punto neutro" y la tangente a la línea de energía en el mismo será horizontal ( $J_n = 0$ ).

El caudal total distribuido será,

$$Q = q(L_A + L_B) = qL \quad (6.1)$$

y la pérdida de carga por rozamiento  $h_f$  en el supuesto de que todo el caudal  $Q$  circula por la longitud total  $L$ :

$$h_f = M L Q^m \quad (6.2)$$

La posición del punto neutro puede ser determinada conociendo el valor

$$\frac{L_n}{L} \quad (6.3)$$

En el Apéndice 6.º se demuestra mediante una generalización del autor que cuando la diferencia de cotas piezométricas en los puntos A y B y despreciando las alturas de velocidad se cumple la igualdad



$$\frac{h}{ah_r^m} = \frac{h}{h_r} = \frac{1}{1+m} [r^{1+m} - (1-r)^{1+m}] \quad (6.4)$$

en la que  $h_r = ah_r^m$  siendo  $a$  el coeficiente mayorante por pérdidas en juntas y derivaciones (en este caso cerradas).

La función:

$$f(r) = \frac{1}{1+m} [r^{1+m} - (1-r)^{1+m}] \quad (6.5)$$

se encuentra representada gráficamente en las figs. A.6.1.2 a A.6.1.6, del Apéndice 6.1, las cuales permiten el cálculo de  $r$  conocida  $h/h_r = f(r)$  y por lo tanto, la determinación del punto neutro.

Se observa, según la ec. (6.4), que, para que la conducción esté alimentada por sus dos extremos, ha de cumplirse:

$$0 < r < 1$$

$$\text{Para } r = 0: \frac{h}{h_r} = \frac{1}{1+m} \quad (6.6)$$

$$\text{Para } r = 1: \frac{h}{h_r} = \frac{1}{1+m} \quad (6.7)$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{h_r} > \frac{1}{1+m}$$

no hay punto neutro y la conducción se alimenta únicamente desde A.

$$\text{Cuando } \frac{h}{h_r} < \frac{1}{1+m}$$

tampoco existirá punto neutro y la conducción se alimenta únicamente de B.

El procedimiento para determinar si una conducción de un diámetro determinado está alimentada por sus dos extremos y a lo largo de la misma se verifica que la presión es superior a la mínima establecida, empleado en la práctica, puede resumirse de la siguiente forma:

a) Conocidos  $q$ ,  $L$ ,  $E_A$ ,  $E_B$  y  $P_m/\gamma$ , calcular  $h = E_A - E_B$

b) Para el diámetro en estudio calcular  $Q = ql$ , y determinar la pérdida de carga.

$$h_c = M L Q^m$$



c) Determinar la relación:

$$f(t) = \frac{h}{h_0}$$

y ver si está comprendida entre los límites:

$$\frac{1}{1.4m} < \frac{h}{h_0} < \frac{1}{1.4m}$$

en cuyo caso existirá punto neutro.

d) Conociendo  $f(t)$  determinar, por medio de los diagramas incluidos en el Apéndice 6.1, el valor de  $r$  y la presión del punto neutro mediante la expresión:

$$l_{AN} = r \cdot L$$

y la ecuación de energía.

e) Determinada la posición del punto neutro y teniendo en cuenta que las curvas  $LE'$  y  $E'E''$  son conocidas, pues se trata de una distribución continua con caudal nulo en el extremo (véase párrafo A.4.1.2 del Apéndice 4.1), pueden calcularse tomando como base el perfil longitudinal de la conducción, las presiones en cualquiera de sus puntos, comprobándose si para el diámetro tanteado se cumple, en todos ellos, que  $P/\gamma > P_m/\gamma$ .

Este último paso puede parecer laborioso; sin embargo, en la mayoría de los casos que realmente se presentan en la práctica, puede reducirse a la simple determinación de la presión existente en el punto neutro.

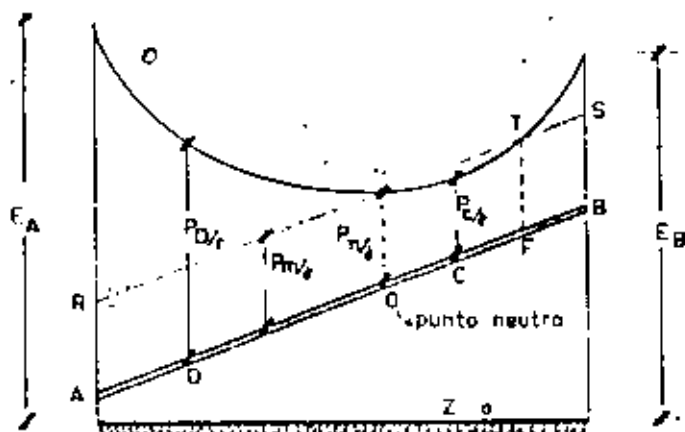


Fig. 6.3.- Variaciones de la presión a lo largo de una conducción alimentada por sus dos extremos.



En efecto, el caso indicado en la fig. 6.3 puede tomarse como un límite de la aplicación del método, habiéndose dibujado en la misma la conducción AB con una fuerte pendiente, y entonces se observa que, aunque la presión en el punto neutro es igual a la mínima, existe un tramo, el OF, en el que es inferior.

Sin embargo, téngase en cuenta que, precisamente, nos hemos referido a una conducción de elevada pendiente y entonces resulta que la propia diferencia de cota entre sus extremos puede ser aprovechada para una reducción del diámetro sin necesidad de que ésta sea alimentada por ambos extremos.

Por ello, en conducciones horizontales o de escasa pendiente, es cuando puede resultar necesario esta doble alimentación y entonces las líneas AB de la conducción y RS de presión mínima se aproximan a una horizontal, y con ello, el punto T al punto V, resultando que las presiones en el tramo OF difieren muy poco de la existente en el punto neutro, y por ello puede tomarse la existente en éste como índice definitivo de validez del diámetro adoptado.

Entonces, el apartado (e) del procedimiento descrito anteriormente se simplifica notablemente quedando reducido a la determinación de  $P_n/\gamma$  mediante la ecuación de energía, ya conocida:

$$z_A + \frac{p_A}{\gamma} = z_n + \frac{p_0}{\gamma} + a h_{1A} \quad (6.8)$$

en la que  $h_{1A}$ , vendrá dada por: [Ver Apéndice (6.1)]

$$h_{1A} = \frac{1}{1+m} M L_A Q_A = \frac{1}{1+m} J_A L_A \quad (6.9)$$

con  $Q_A = q l_A$  y  $J_A$  correspondiente a  $Q_A$

y también, mediante:

$$z_B + \frac{p_B}{\gamma} = z_n + \frac{p_0}{\gamma} + a h_{1B} \quad (6.10)$$

con:

$$h_{1B} = \frac{1}{1+m} M L_B Q_B = \frac{1}{1+m} J_B L_B \quad (6.11)$$

y  $Q_B = q l_B$  y  $J_B$  correspondiente a  $Q_B$







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de Ingeniería, unam



INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VIII. RED DE DISTRIBUCION DE RIEGO

IX. RED DE DISTRIBUCION DE DRENAJE

ING. JESUS GRACIA SANCHEZ

OCTUBRE, 1979

Centro de Estudios Científicos  
División de Estudios Científicos  
Instituto de Estudios Científicos



INSTITUTO DE ESTUDIOS CIENTÍFICOS

RED DE DISTRIBUCIÓN DE LIBROS

RED DE DISTRIBUCIÓN DE REVISTAS

# Ingeniería de Riego y Drenaje

## Capítulos VIII y IX

Ing. Jesús García Sánchez

### 10.- METODO DE FLINN.

Este método a pesar de la poca difusión que ha tenido, es una de las herramientas más útiles en la planeación y operación de zonas de riego. Sin embargo antes de exponerlo, conviene recordar algunos aspectos importantes.

Concepto de Evapotranspiración potencial ( $E_{tp}$ ). Si una planta tuviera disponible toda el agua que necesitara, (capacidad de campo), la tensión que ejercería para extraerla del suelo, sería casi mínima, por tal motivo, podría "evapotranspirar" la cantidad que necesitara de acuerdo a sus requerimientos. En tales circunstancias, se dice que la evapotranspiración potencial ( $E_{tp}$ ), es aquella que podría dar la planta si no tiene deficiencia de agua.

Concepto de Evapotranspiración real ( $E_a$ ). -

Cuando una planta no tiene la suficiente agua disponible para satisfacer la demanda medio-ambiental, y por tal motivo, sólo evapotranspira la cantidad que de acuerdo a su estado, puede dar, se dice que tal evapotranspiración es la real.

Cabe señalar que la mejor relación de evapotranspiraciones, se obtiene cuando  $E_a/E_{tp} = 1$  ó sea cuando la cantidad de agua que puede transpirar, es igual a la que realmente transpira. De otra manera, si  $E_a/E_{tp}$  es menor que 1, se dice que el cultivo está "castigado".

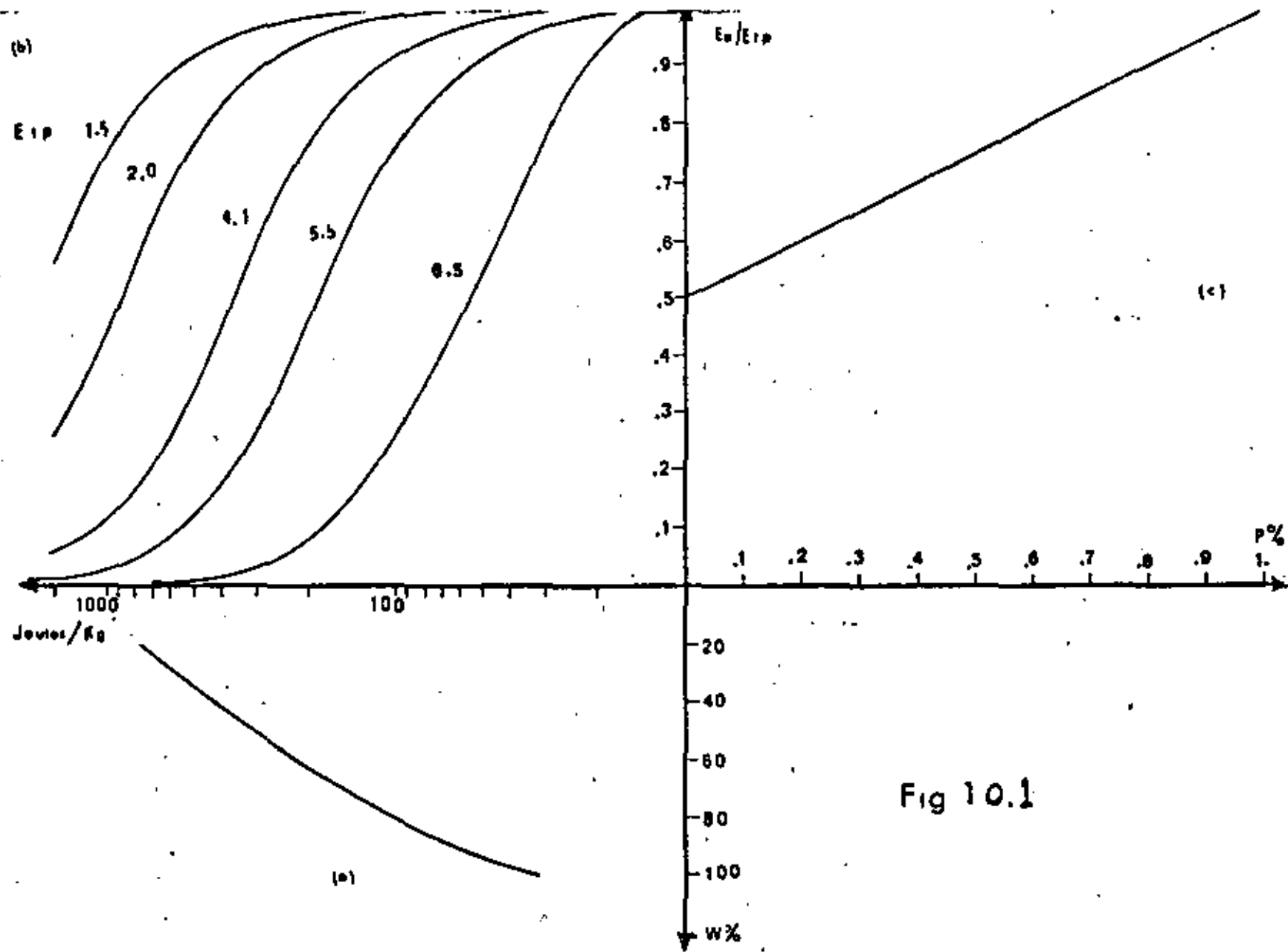
La relación entre la tensión de humedad en el suelo y el cociente  $E_a/E_{tp}$  se muestra en la figura 10.1.b. Hay que notar que en tal figura, cada curva corresponde a un valor de  $E_{tp}$ . Una aproximación de tales curvas, se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{E_a}{E_{tp}} = \frac{1}{1 + \left( \frac{\psi}{1118 - 1613 E_{tp}} \right)^2} \quad \text{si } 0 < E_{tp} < 2 \text{ mm.}$$

$$\frac{E_a}{E_{tp}} = \frac{1}{1 + \left( \frac{\psi}{1326 - 252 E_{tp}} \right)^2} \quad \text{si } 2.5 \leq E_{tp} \leq 4.1 \text{ mm}$$

$$\frac{E_a}{E_{tp}} = \frac{1}{1 + \left( \frac{\psi}{821 - 128 E_{tp}} \right)^2} \quad \text{si } 4.1 \leq E_{tp} \leq 7.0 \text{ mm}$$

donde  $E_a$  en mm,  $E_{tp}$  en mm,  $\psi$  en Joules/kg



En su artículo original, J. C. Flinn propone una relación de  $E_a/E_{tp}$  vs.  $P$ , como la mostrada en la figura 10.1.b, donde  $P$  es un índice de crecimiento diario. En la figura anterior, cuando  $E_a/E_{tp} = 1$ ;  $P = 1$ , o sea que si el cultivo no es castigado su crecimiento es la undad, en tanto que si  $E_a/E_{tp} \leq 0.5$ ;  $P = 0$ , lo que significa que se detiene su desarrollo. La ecuación de la recta de esta relación es:

$$P = 2 ( E_a/E_{tp} ) - 1$$

donde:  $P < 1$

y  $E_a$  al igual que  $E_{tp}$  están en mm.

Anteriormente se explicó la relación de:

$W$  vs.  $\Psi$  (tensión contra humedad). Conviene recordar ahora, que dicha relación depende del tipo de suelo; por lo tanto no existe una relación única. Sin embargo, una buena aproximación de tal familia de curvas se obtiene con una ecuación de la forma:

$$\Psi = \frac{a}{W^b} + C$$

Por ejemplo, para un suelo arcilloso, la ecuación queda como:

$$\Psi = \frac{10^{2.75}}{W^{1.68}} - 109 \quad \left\{ \begin{array}{l} 25 \leq W \leq 12\% \\ 30 \leq \Psi \leq 1500 \text{ J/K} \end{array} \right.$$

donde:  $\Psi$  está en  $\frac{\text{Jules}}{\text{Kg}}$  y  $W$  en por ciento de humedad.

La determinación de esta curva requiere - de gran cuidado, ya que puede variar ampliamente. Uno - de los principales problemas que se tienen al determinar esta curva, es la selección del P.M.P. y la C.C. En las referencias 4 y 8, se discute ampliamente sobre este as- pecto:

Conviene señalar, que este modelo no ha - sido ampliamente difundido y calibrado en México, por lo que conviene hacer algunas pruebas y ensayos con el cri- terio propuesto por J.C. Flinn. Algunos de los intentos realizados en México, para calibrar este modelo, han si- do hechos por el Instituto de Ingeniería en la U.N.A.M.

Finalmente, antes de describir el proce- dimiento para utilizar el modelo en base a las ideas de J.C. Flinn, se indica una manera de determinar  $E_{tp}$ . En la referencia 13, se pueden encontrar algunos procedi- mientos de los cuales el más útil y sencillo, es el que - consiste en asociar  $E_{tp}$  con la evaporación  $E_0$  (del eva- porímetro), por medio de la relación:

$$E_{tp} = K E_0$$

donde:  $K$  es el factor de crecimiento de la planta, y - cuya variación puede observarse en la Fig. 10.2. Este - factor, como antes se vió, depende del estado vegetativo - en que se encuentre el cultivo. La referencia 13 mues- tra los valores de  $K$  para varios cultivos.

APLICACION DEL METODO DE FLINN. El método, en general, consiste en simular en forma diaria, el balance de agua en el suelo, tomando en cuenta la tensión de humedad del agua en el mismo,  $E_{tp}$ ,  $E_a$ ,  $K$ , y obteniendo el crecimiento  $P$  para cada día. De esta manera, es posible definir el momento de riego, o mejor dicho, la política de riego, de acuerdo con las limitaciones existentes, así como la producción esperada según las condiciones simuladas.

1ER. CASO. (SIN LLOVIA/SIN RIEGO) (Ver fig. )

- a) Datos  $W_{i-1}$ ,  $E_{tpi}$ ,  $K_i$
- b) Determinar  $\psi_{i-1}$  con  $W_{i-1}$  y la curva 10. (Cuidado con las unidades de  $W_{i-1}$  ya que puede ser lámina ó por ciento de humedad).
- c) Con  $\psi_{i-1}$  y  $E_{tpi}$  determinar  $(E_a/E_{tp})_i$  con la curva 10.1.b.
- d) Calcular  $E_{ai} = (E_a/E_{tp})_i E_{tpi}$
- e) Determinar  $P_i$  con  $(E_a/E_{tp})_i$  en la curva 10.1.c.
- f) Calcular  $W_i = W_{i-1} - E_{ai}$
- g) Hacer  $i = i+1$  y regresar al paso a)

NOTA: Cuidado con las unidades, pues mientras  $E_a$  está en lámina (cm. mm.),  $W_i$  puede estar en por ciento. Conviene unificar las unidades.



## 2DO. CASO. CON LLUVIA/SIN RIEGO.

- a) Datos:  $W_{i-1}$ ,  $E_{tpi}$ ,  $K$ .
- b) Se determina  $\psi_{i-1}$  en la curva 10.1.a
- c) Con  $\psi_{i-1}$  y  $(E_{tp})_i$  determinar  $(E_a/E_{tp})_i$  con las curvas 10.1.b.
- d) Calcular  $E_{ai} = (E_a/E_{tp})_i E_{tpi}$
- e) Determinar  $P_i$  con  $(E_a/E_{tp})_i$  en la curva 10.1.c
- f) Calcular  $W_i = W_{i-1} - E_{ai} + Y_i$
- g) Hacer  $i = i+1$  y regresar al paso a)

NOTA: Igual que en el primer caso, cuidar las unidades. Tambien conviene observar que si  $W_i \leq W_{cc}$ , se acepta  $W_i$ ; en caso contrario se deben calcular las pérdidas por infiltración profunda.

## 3ER. CASO. CON LLUVIA/CON RIEGO.

- a) Datos:  $W_{i-1}$ ,  $E_{tpi}$ ,  $K_i$ .
- b) Se determina  $\psi_{i-1}$  en la curva 10.1.a
- c) Con  $\psi_{i-1}$  y  $(E_{tp})_i$  determinar  $(E_a/E_{tp})_i$  con las curvas 10.1.b
- d) Calcular  $E_{ai} = (E_a/E_{tp})_i E_{tpi}$
- e) Determinar  $P_i$  con  $(E_a/E_{tp})_i$  en la curva 10.1.c
- f) Calcular  $W_i = W_{i-1} - E_a + d$  si hubo riego  
y  $W_i = W_{i-1} - E_a + d + Y_i$  si además llovió.

g) Hacer  $i = i + 1$  y regresar al paso a)

En los tres casos:  $P_t$  (la producción -- total), se calcula como:

$$Y = Y' \left[ \sum_{j=1}^m \left( \frac{N_j}{N} \right) C_j \sum_{i=1}^{N_j} P_i \right]$$

donde:  $m$  es el número de etapas en que se divide el período vegetativo.

$N_j$  número de días correspondiente a la etapa  $j$

$C_j$  coeficiente de ponderación de la etapa  $j$

$P_i$  rendimiento del día  $i$  en la etapa  $j$  dado por la simulación (en %) )

$Y'$  Rendimiento en toneladas por hectárea, correspondiente al 100% de aprovechamiento del cultivo en todo el ciclo vegetativo.

$Y$  Rendimiento neto del cultivo en ton/ha .

Nota: El coeficiente de ponderación se obtiene asignando un porcentaje de importancia a cada etapa del ciclo vegetativo. (ref. 12 )

Recordar que: la eficiencia de la política de riego, se calcula como:

$$\eta_{pol} = \frac{I_d - \sum P_i d}{I_d} \quad \text{y} \quad \eta_{pol} < 0.7$$

Conviene hacer algunas reflexiones importantes sobre la utilidad de este procedimiento. El método permite simular mediante un programa de computadora, diferentes políticas de riego, tipos de suelo, épo-

cas de siembra, condiciones de lluvia, etc. De cada una de estas simulaciones, se pueden determinar las producciones esperadas, y por ende, la factibilidad económica de la zona en estudio.

11.- DOSIS Y POLITICAS DE RIEGO.

Anteriormente, se había definido el concepto de dosis. Sin embargo, aunado a eso conviene tener claro el significado de política de riego. Para ello, es necesario recordar que, debe existir un criterio con el cual se determine la cantidad y el momento oportuno de riego.

Existen diversas tendencias para fijar la dosis y la política de riego, sin embargo, esto dependerá de cada caso en particular. Una norma empírica, recomendaba, que la succión de humedad del suelo no debería sobrepasar de dos bars; pero la mayoría de los suelos habrán liberado al menos el 50% del agua disponible para cuando se alcance este valor de succión. Esto condujo a la regla de cálculo de riegos, sobre la base del agotamiento del 50% del agua disponible.

Sin embargo, en los suelos arcillosos que se dilatan, es difícil que el agua se infiltre, a menos que el suelo esté en estado de agrietamiento, las cuales no se producen a menos que se tenga poca agua disponible.

Por consi—

la regla del 50% no puede aplicarse. Por otra parte la arena puede liberar el 80% de la humedad aprovechable con una succión menor de un bar.

Otro método es el propuesto por Shocley, y dice: Determinar la humedad aprovechable que puede ser retenida en la cuarta parte superior de la zona radicular, dividir esa cantidad entre 0.4 y restar 2.54 cm. Esto representa la cantidad de humedad que debe reemplazarse en cada riego.

El método expuesto al principio de este trabajo, es el francés, y considera que deben regarse, las 2/3 partes de la humedad aprovechable.

Conviene recordar, que una vez fijado el uso consuntivo y la dosis, es posible determinar el número de riegos.

Con el método de Flinn, es muy fácil entender el concepto de política de riego y dosis, ya que como se lleva la contabilidad del agua en el suelo, es posible determinar el porcentaje de humedad aprovechable en el cual se desea regar, y por consiguiente, se pueda fijar la dosis que se aplicará, para dejar agua en el suelo hasta capacidad de campo. En la figura 11.1 se pueden observar los resultados de simulación con el método de Flinn, para diferentes políticas de riego.

Una moraleja importante de lo que hasta aquí se ha expuesto, es que de acuerdo con la disponibilidad de agua, se puede escoger la política de riego más adecuada,

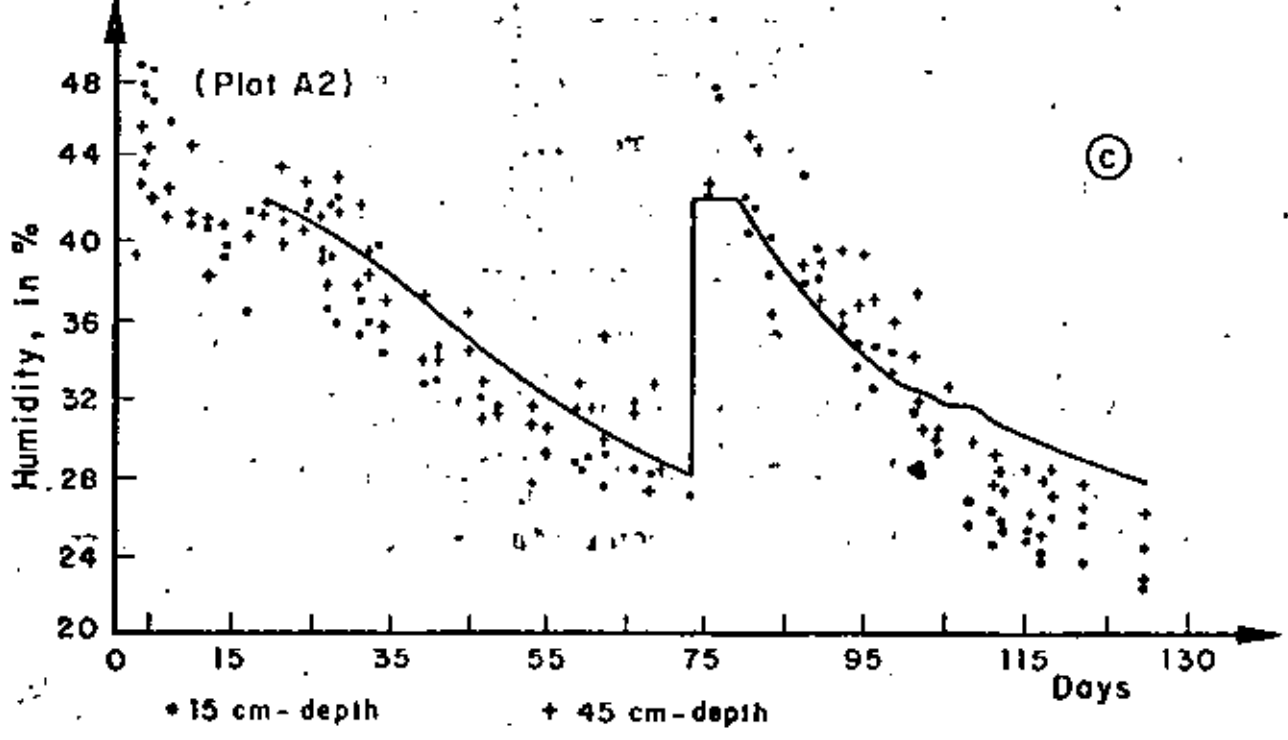
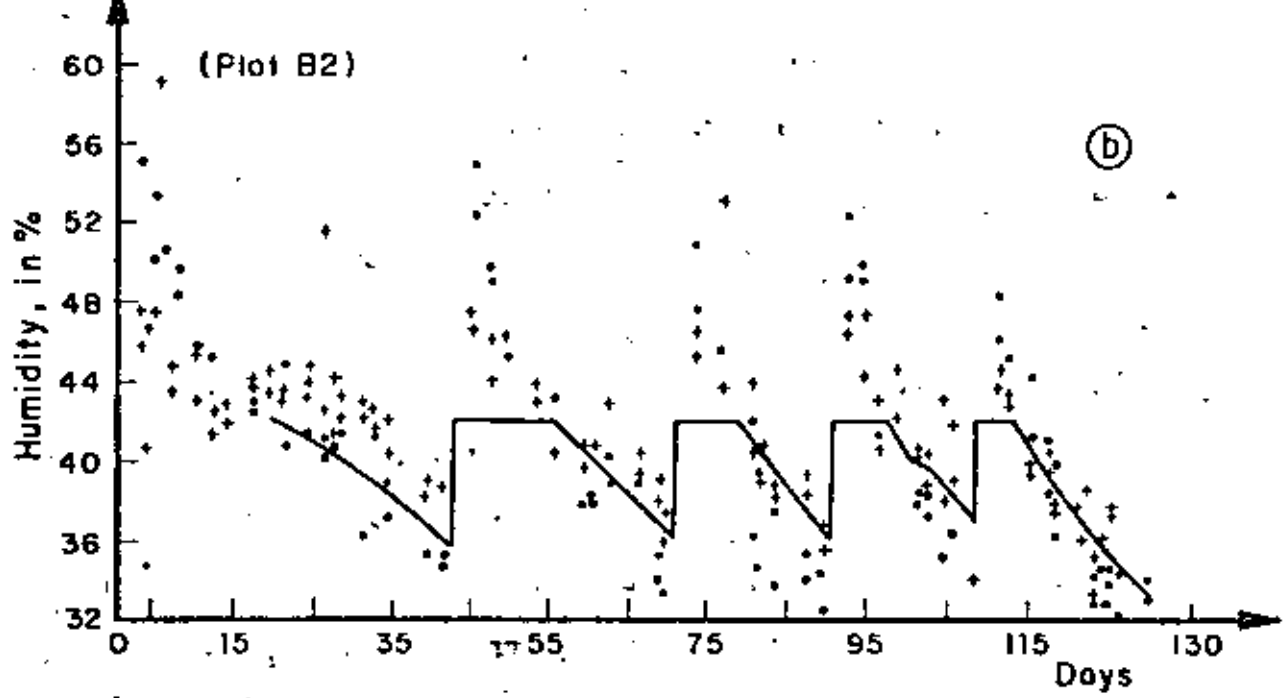
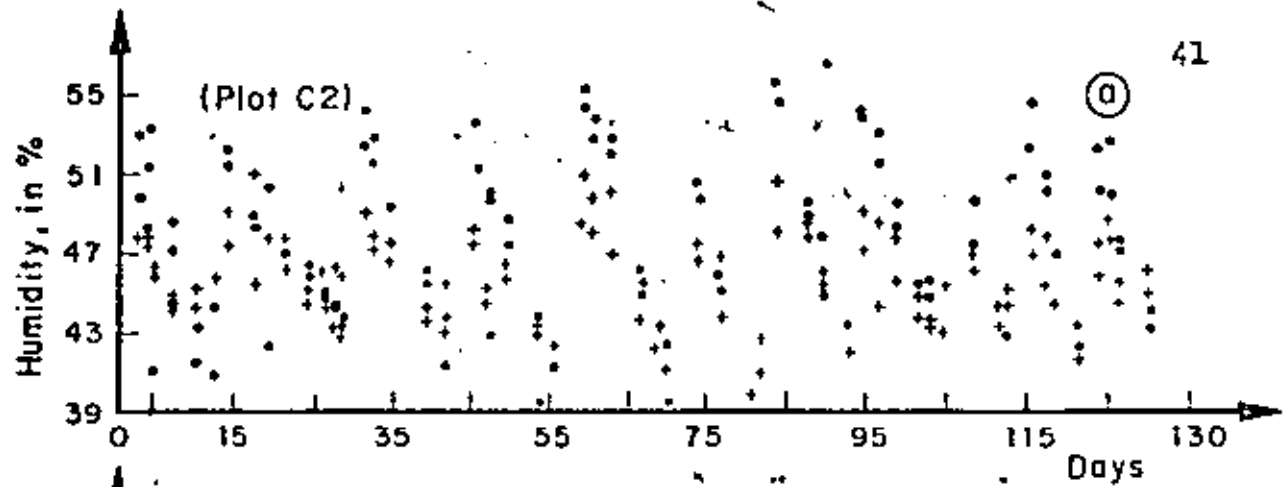


Fig 11d

sabiendo las repercusiones que se tendrán en la producción final del cultivo.

## 12.- CURVAS DE PRODUCCION.

En la figura 12.1 se muestra un conjunto de curvas de producción. La importancia de este tipo de datos, radica en que de acuerdo con la cantidad de agua administrada, será el rendimiento obtenido en la producción final. Por ejemplo: de dicha gráfica se puede observar, que para el trigo, la lámina óptima es de aproximadamente 60 cm.; si se da más, o se da menos de esta cantidad, disminuye de la producción final.

Existen algunas referencias, que muestran curvas de producción; sin embargo, hay que tener cuidado en su uso, pues han sido determinadas en condiciones específicas, que no siempre corresponden a las del problema en particular que se esté estudiando.

Las curvas de la figura 12.2 fueron obtenidas en un experimento realizado en México, para calibrar el modelo de Flinn. Una observación importante, radica en el hecho, de que si bien la curva de grano tiene la tendencia de la gráfica anterior (12.1), la producción total (paja más grano), siempre es ascendente (al menos en el rango estudiado). Dicho en otras palabras, en el experimento realizado, mientras más agua más producción total, pero

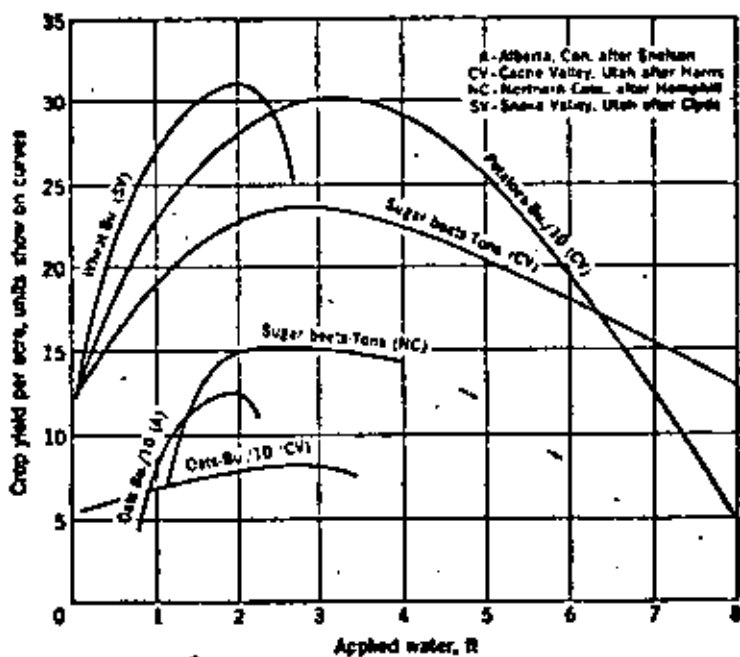
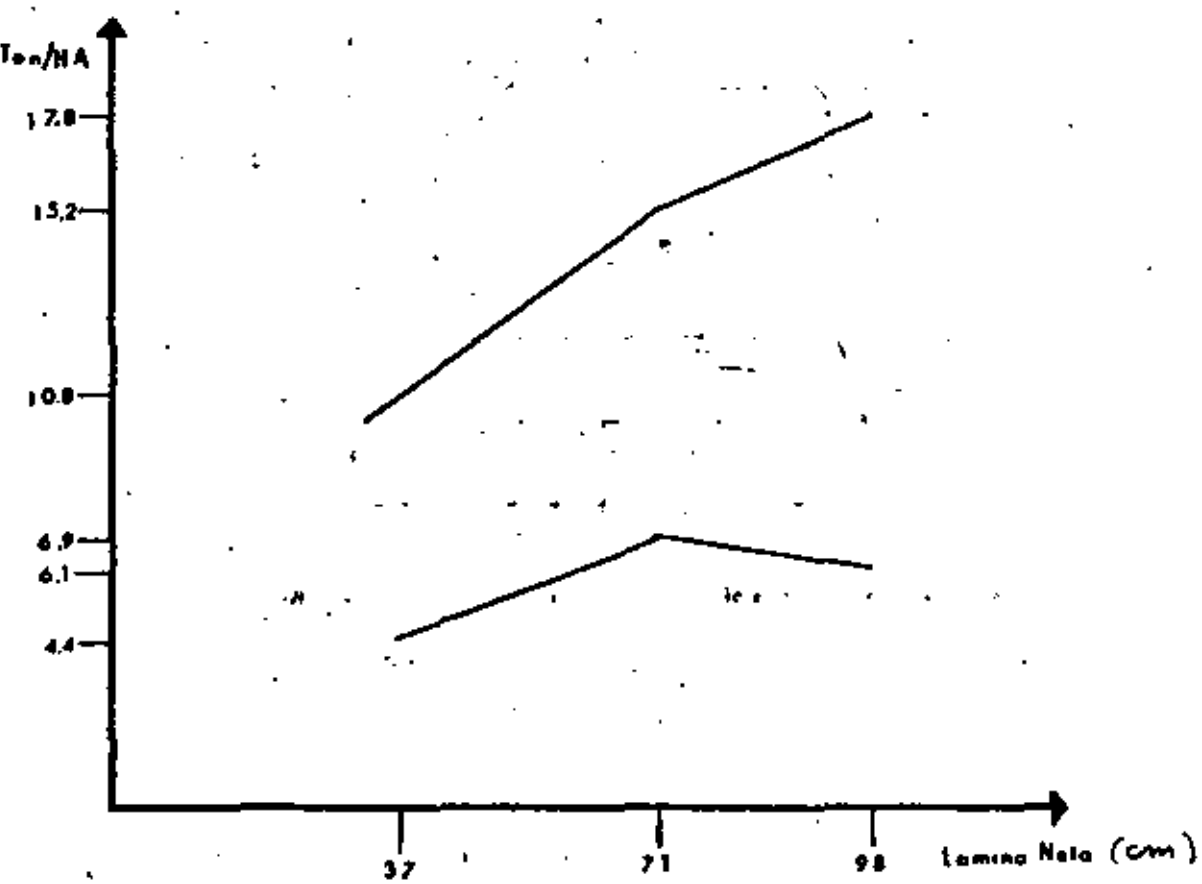


FIG. 14-1. Some examples of the variation of crop yield with applied water.

Fig 12.1



173

Fig 12.2



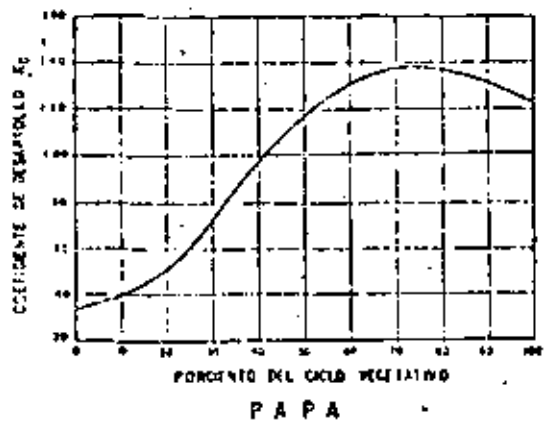
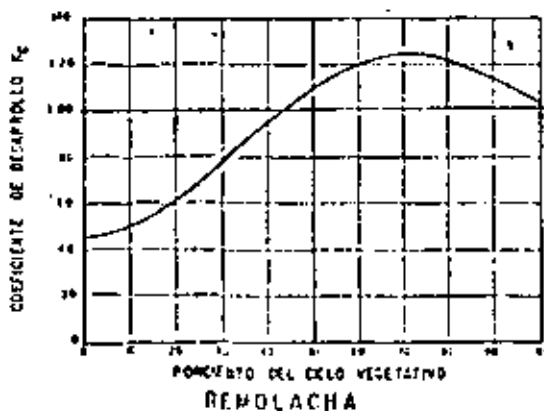
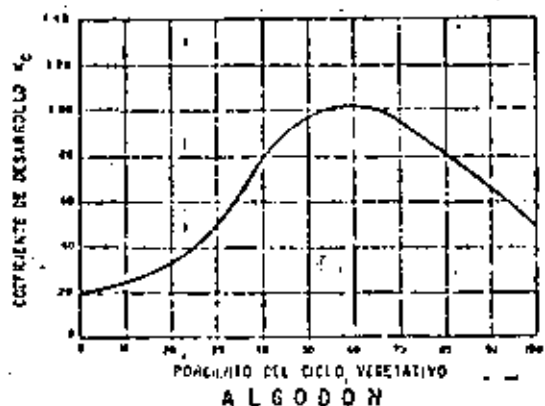
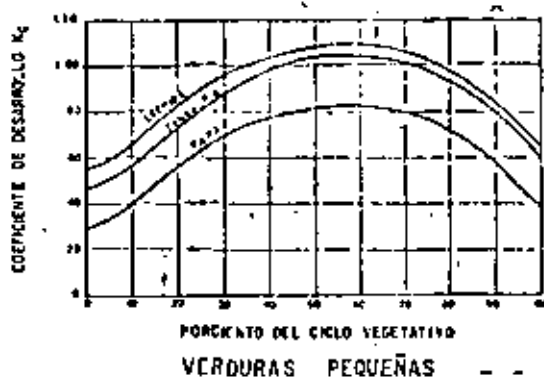
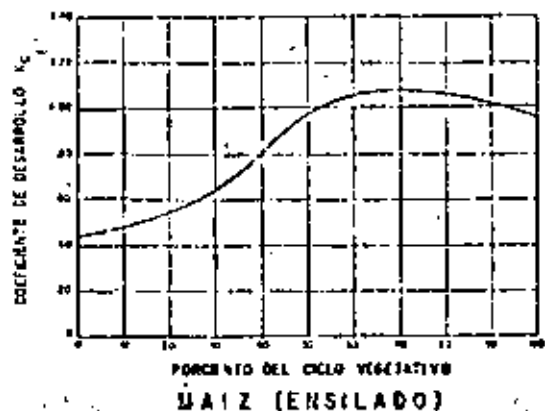
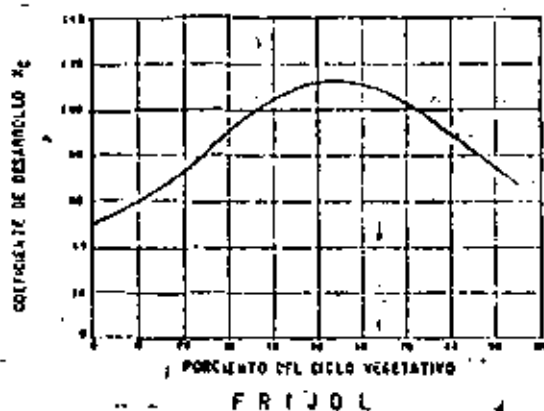
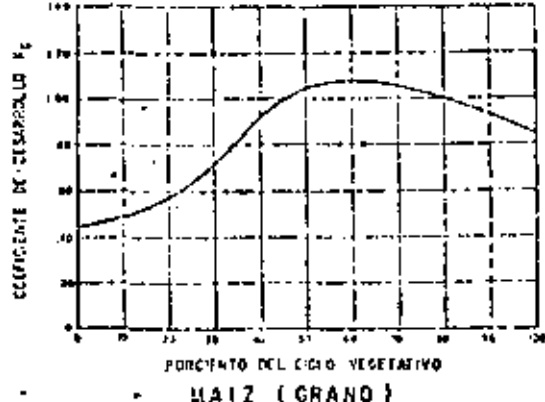
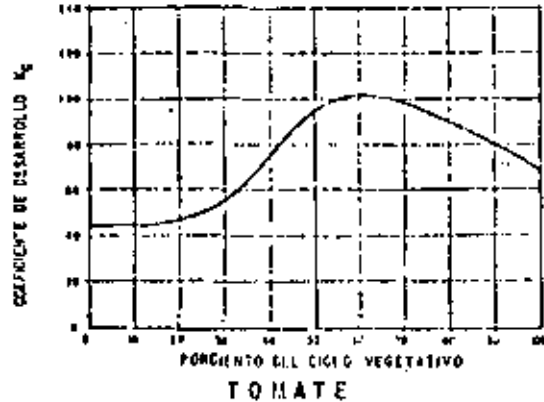


TABLA II

RENDIMIENTOS FINALES EN LAS PARCELAS  
EXPERIMENTALES

HA	LOTE	Rendimiento paja y gra- no Ton/ha	Rendimiento en paja Ton/ha	Relación grano-paja	Rendimiento en grano Ton/ha
0	A1	11.789	7.060	0.669	4.729
	A2	10.842	6.466	0.676	4.376
	A3	9.807	5.692	0.723	4.115
30	B1	16.102	8.914	0.806	7.188
	B2	15.885	8.657	0.835	7.228
	B3	13.696	7.549	0.814	6.147
70	C1	19.243	12.554	0.533	6.687
	C2	17.445	11.247	0.551	6.198
	C3	16.752	11.264	0.487	5.488

37.600  
(4.7 ton/ha)

71.500  
(7.2 ton/ha)

97.900  
(6.7 ton/ha)

*Piactira usual: 70.0cm → 4.9 ton/ha*

existe un óptimo para el grano.

Finalmente, conviene hacer la siguiente reflexión: De acuerdo con las curvas de producción, es posible asignarles un valor económico, de tal manera, que aun cuando existan limitaciones de agua, sea posible hacer análisis económicos, para determinar la factibilidad de la obra.

## 2.- Plan de <sup>Cultivo</sup> y Balance Hídrico

La determinación del plan de riego y el análisis del balance hídrico, son dos factores fundamentales para la determinación de la factibilidad técnica, ya que ellos permitirán definir el área que es posible atender con el agua disponible en los almacenamientos, y con ello <sup>sarad</sup> posible fijar las características de la red de distribución para el futuro análisis económico. Es necesario hacer antes una breve descripción de los conceptos de selección de cultivos, distribución, rotación y épocas de siembra-cosecha.

2.1 Selección, distribución y rotación de cultivos. La selección de cultivos deberá obedecer a tres condiciones básicas: <sup>demanda</sup> Demanda del producto, -- adaptación del cultivo a las características de la zona (clima, suelo, --- etc.) y disponibilidad del agua. Cualquiera de esas tres condiciones si no se cumple, hará que los beneficios de la producción no sean los óptimos. La demanda y el precio del producto depende de un Plan Nacional -- preestablecido, que fija la necesidad de cada producto. La adaptación del cultivo a las características de la zona depende fundamentalmente de la -- compatibilidad de dichas características con los factores genéticos del cultivo (Existen publicaciones de la SARH que recomiendan la utilización de -- cultivos en zonas de la República).

La distribución de los cultivos en el distrito de riego dependerá de las características edafológicas de las parcelas, comparadas con las de los cultivos, esto es, que de acuerdo con las características del suelo se deberá sembrar en él, el cultivo más apropiado para tener una máxima producción. Esta consideración no siempre es operante, ya que muchas veces el agricultor es quien determina lo que quiere sembrar, lo cual no siempre coincide con un -- "Plan Nacional", pues depende de sus costumbres, nivel económico y otros factores difícilmente cambiables.

La rotación de los cultivos: También este tipo de información es disponible para muchos de los distritos de riego, en lugares como: CIANO, CIAS, CIANE, CIAB, CID y CIASE, y en sus respectivas publicaciones.

2.2: Épocas de siembra y cosecha. En la tabla 1.2.3 se muestran algunas fechas recomendadas por la SARH de manera general para diversos cultivos, también las instituciones que han sido enumeradas en el inciso anterior, tienen en sus propias recomendaciones para cada lugar de la República Mexicana sobre las épocas de siembra, de acuerdo a sus experimentos y observaciones hechas en diferentes distritos de riego y zonas de experimentación.

La importancia de las épocas de siembra y cosecha de un cultivo, radica en la necesidad de conocer el margen que se tiene para hacer dichas operaciones y poder ajustar a ello las disponibilidades de agua que se tengan para obtener la mejor producción. En otras palabras: Es necesario conocer y ajustarse a las épocas de siembra y cosecha de un cultivo, para obtener la mejor producción (por condiciones climáticas) y para conocer la holgura para suministrar el agua de riego. Esto último, en particular, es muy importante, ya que en muchas ocasiones la coincidencia de la época de siembra, puede obligar a diseños de canales muy grandes (costosos); pero mediante un adecuado desfasamiento puede lograrse un diseño más satisfactorio.

2.3 Plan de riego y balance hídrico. Es el análisis que se hace para determinar las necesidades de agua de los cultivos, en base a su demanda y a la disponibilidad de agua para riego. Dicho de otro modo: se puede determinar un plan de riego, una vez que se haya hecho un balance entre el agua que necesita el cultivo (U.C.), el agua aportada por la lluvia y la almacenada en el suelo.

El plan de riego -determinado mediante el balance hídrico- servirá para determinar por día (o por mes, por semana, etc.) la necesidad de agua en los canales de distribución, esto permitirá primero diseñarlos y luego operarlos eficientemente (ver cap. 4.).

Hasta aquí se ha planteado la necesidad de hacer un balance hídrico para determinar el plan de riego, pero notar que en el diseño puede ser más conveniente proceder al revés, o sea, proponer un plan de riego y revisar el balance hídrico.

La tabla 2.3.1 muestra la secuencia para determinar el plan de riego mediante el balance hídrico.

Primera Parte: El renglón No. 1 corresponde a los meses en que está comprendido el ciclo vegetativo.

El renglón No. 2 contiene los usos consuntivos del cultivo en análisis por mes.

El renglón No. 3 indica la lluvia aprovechable calculada según el inciso 1.1.1.

El renglón No. 4 representa la Lámina Neta de riego que es la diferencia de los renglones 2 - 3

El renglón No. 5 indica en número de riegos del cultivo analizado para cada mes. Los valores de este renglón, se calculan dividiendo la lámina neta entre la dosis del cultivo. Conviene tener cuidado en el redondeo del número de riegos, ya que no siempre es entero tal número, y en ocasiones puede elevar significativamente la lámina de agua por emplear.

El renglón No. 6 contiene a la "lámina bruta" que está definida como el cociente de la "lámina neta" entre la eficiencia del distrito de riego. En ocasiones se recomienda calcular la lámina bruta con el número de riegos (en lámina), pues como se comentó antes, el redondeo del número de riegos puede alterar en forma importante la lámina neta.

El renglón No. 7 contiene el área que está sembrada con el cultivo en análisis.

El renglón No. 8 es el producto del 6 y 7 y representa los volúmenes mensuales de agua para riego del cultivo analizado.

Para la segunda parte habría necesidad de repetir el cálculo hasta aquí descrito para todos los cultivos del distrito, y determinar los volúmenes mensuales de agua para cada cultivo (ver 2da Parte de la tabla 2.3.1) y compararlos con la disponibilidad de agua de las fuentes de abastecimiento (presas, ríos, pozos, etc.). Dicha comparación permitiría conocer si es posible suministrar toda el agua demandada; en caso afirmativo el plan propuesto de cultivos y riegos sería aceptado, pero en caso negativo, habría necesidad de reducir las áreas de cultivos o bien, hacer otra selección y distribución de cultivos para utilizar menor agua, etc.

La tercera parte, presupone que las dos anteriores ya han sido satisfactorias (ver tabla 2.3.1 ) y muestra lo que es un plan de riego definitivo para un cierto cultivo. En el primer renglón se muestran los meses, en el segundo el número de riegos para el tercero que es el área sembrada. Si esta tabla se repite para cada cultivo, ello constituirá el plan de riego definitivo del distrito. En ocasiones se suele hacer este plan para todos los días del año, pero asociando los riegos a zonas o parcelas bien definidas, en otras palabras se asocian los riegos con parcelas específicas, esto tiene por objeto definir, las capacidades de los canales de distribución.





#### 4. Diseño y operación de la red de distribución

##### 4.1. Diseño

El diseño y la operación de una red de distribución son dos aspectos que están íntimamente ligados entre sí y dependen, a su vez, de otro factor "el agua" (por su importancia y/o por su costo).

El procedimiento actual de diseño se basa fundamentalmente en la determinación de las características geométricas de la sección según un gasto de diseño, la pendiente, el tirante normal y ciertas especificaciones sobre las velocidades permisibles y la ubicación de tomas. Sin embargo, con diseños de este tipo se han encontrado eficiencias bajas en la distribución de agua, ocasionados fundamentalmente por las dificultades de operación del sistema de canales. Entre los problemas más importantes se destaca el problema de "coleo" en dichas redes.

Es evidente que el problema de las bajas eficiencias en la distribución del agua no es causado solamente por la red de suministro, sino también por inadecuadas técnicas de riego dentro de las parcelas, sin embargo, en este caso se tratará de proponer un método de diseño de canales para mejorar su funcionamiento y por ende su eficiencia.

Cabe hacer una consideración preliminar antes de abordar el tratamiento del diseño de canales. El método de diseño, tal como ha sido propuesto en estas notas, es posible que sea más costoso que el diseño con el método tradicional; pero esto está relacionado con el valor o la importancia del agua. Esto significa que el costo o importancia del agua determinará si un diseño es factible o no. Dicho en otras palabras, cuando el valor del agua no es importante, probablemente no se justifique el diseño de una red de distribución con elementos más elaborados. En este trabajo se ha considerado que la importancia (y/o el costo) <sup>del agua</sup> es fundamental; por tal motivo, se ha propuesto además de un nuevo enfoque al diseño de la red de distribución, la automatización de la misma.

En la práctica las consideraciones técnico-económicas serán las que determinen la posibilidad de construir un sistema de distribución como

el propuesto en estas notas, o bien, algún otro que sea una hibridación del aquí presentado.

#### 4.1. Concepto de automatización de una red de distribución.

Los dos tipos fundamentales de redes de distribución son:

a) los sistemas a presión (tuberías) y b) los sistemas de canales o a "superficie libre".

Como este trabajo está encaminado a proponer un criterio de diseño de la red de distribución para riego y dado que el tipo de conducción más común en estos casos es el "canal", debido a los grandes volúmenes que hay que transportar, se plantearán solamente los conceptos fundamentales de automatización para redes de distribución formadas por "canales".

En la actualidad son pocos los países que cuentan con automatización en sus redes de distribución, entre ellos destacan Francia, Estados Unidos de Norteamérica, U.R.S.S. e Israel, principalmente. Sin embargo, el concepto de automatización no implica unas características estándar en cada caso, ya que no es posible hablar de condiciones de automatización únicas, pues en realidad la automatización sólo puede tenerse en grados. Y en este caso existen también otros países (España, Rumania y Bélgica) que tienen algunas partes de sus sistemas de riego automatizados.

Con objeto de aclarar un poco el concepto de grado de automatización, se puede recurrir a los siguientes ejemplos: (La clasificación es totalmente arbitraria y su fin es solamente ilustrativo).

Muy alto grado de automatización: En este caso se considera que la red de canales es controlada por una computadora central que gobierna cada una de las compuertas, desde el canal principal hasta las tomas en las parcelas y, además, la demanda de agua en cada parcela es hecha por instrumentos de precisión como electro-tensiómetros, termómetros, etc. De esta manera, sólo se utiliza la mano de obra del agricultor en la siembra y la cosecha. No se tiene conocimiento de que en algún país se tenga un sistema como el descrito para una red de canales, aunque sí para una red de tubos a presión en riego por aspersión, en Israel. (Ref 32)

Alto grado de automatización: Aquí se consideran un manejo eléctrico (gobernado o no por computadora) de las compuertas en los canales principales, laterales y sublaterales. Cabe hacer notar que el control eléctrico en este caso puede incluir el caso de compuertas que están interrelacionadas eléctricamente, esto es, que el movimiento de una compuerta puede ser transmitido a otras sin un gobierno central de todas.

Mediano grado de automatización: Sólo algunas compuertas son controladas -- eléctricamente, pero el resto de ellas tienen control hidráulico (ya sea aguas arriba o aguas abajo)\*. El sistema funciona según una demanda libre o por rotación. Existen países (Rumania, Ref 32) donde además estas compuertas pueden estar interrelacionadas eléctricamente con otras, lo cual facilita su operación y eficiencia.

Bajo grado de automatización: Todas las compuertas en los canales son de control hidráulico, principalmente con el control aguas abajo, o sea, para demanda libre del usuario. Aquí cabe destacar la necesidad de utilizar gran cantidad de personal que se encargue de la vigilancia, operación y distribución del agua de la red.

De lo anteriormente descrito, se desprende una conclusión importante: El sistema de automatización es un problema técnico y económico, ya que se requiere de un análisis comparativo de las diversas posibilidades, teniendo en cuenta además de la factibilidad técnica y económica, la conservación y funcionamiento del sistema, además de la competencia del elemento humano que se encargará de manejarlo.

De acuerdo con ~~lo~~ lo anteriormente expuesto, se puede considerar -- que la automatización puede ser:

---

\* En el anexo B se describen este tipo de compuertas.

1) Hidráulica :

- a) Control de nivel de aguas arriba
- b) Control de nivel de aguas abajo

2) Eléctrica

- a) Regulación local (entre compuertas)
- b) Regulación central (computadora o centro de mando)

3) Combinación de Eléctrica e Hidráulica

De estos tipos de automatización, lo más importante es su estabilidad. Por esta razón los sistemas (o esquemas) eléctricos son más deseables, aunque más costosos. A continuación se enlistan algunas de las principales ventajas e inconvenientes de los dos tipos de automatización básicos (Eléctrica e Hidráulica).

**Automatización Hidráulica**

**Ventajas:** Sencillez y solidez de las instalaciones y aparatos empleados, seguridad de funcionamiento, no se usa energía eléctrica. En la conservación y el funcionamiento del sistema se puede utilizar personal no muy capacitado.

**Desventajas:** Son mayores -que en el caso de automatización eléctrica- las obras de ingeniería civil, se presentan fuertes problemas de estabilidad de los niveles de agua, no se pueden modificar fácilmente algunos parámetros funcionales de las instalaciones, no es posible controlar fácilmente la demanda.

## Automatización Eléctrica

**Ventajas:** Se puede utilizar indistintamente para regar de acuerdo a la demanda, o bien, según un plan preestablecido de riego (para tomar en cuenta limitaciones de agua), dado que se pueden enviar a distancia las órdenes del movimiento de compuertas, es más eficiente el manejo de la red, la obra civil de los canales es menor, la estabilidad de la red es muy buena.

**Desventajas:** Los aparatos e instrumentos utilizados son muy delicados, se requiere de poco personal pero altamente capacitado, la inversión económica es alta.

En la Ref. 32 se describe en forma más amplia lo que hasta aquí se ha expuesto. Sin embargo, es posible ahora concluir algunos cálculos que servirán como base para el diseño de una red de distribución que pretenda tener un control absoluto sobre el manejo del agua: La tendencia generalizada de los sistemas de automatización está encaminada a un gobierno central (v. g. computadora o simplemente un centro de mando) que regule el movimiento de compuertas desde las que se encuentran en el canal principal hasta las tomas en las parcelas. El mejor control es el eléctrico y el mejor método de distribución es por demanda libre.

## 1.1.2 Determinación del gasto de diseño

El parámetro más importante para el diseño de la red de distribución es la determinación de los gastos en cada tramo de canal. Obviamente la operación previa a esa determinación de gastos es la ubicación de la red, la cual dependerá de características topográfico-económicas. Dicha ubicación sirve para determinar las áreas que cada canal deberá servir.

Existen dos criterios para determinar los gastos de diseño, uno es el de los coeficientes unitarios de riego y el otro el método probabilístico de Clément. El primero es el más utilizado en México; pero el segundo parece ser el criterio más adecuado de diseño para el caso de demanda libre.

### 1.1.2.1 Método de los coeficientes unitarios de riego

Existen ~~áreas~~ <sup>zonas</sup> que como los mostrados en la figura 4.2, donde se muestran para diferentes partes de la República Mexicana la relación área-coeficiente unitario (Cu). Esto significa que de acuerdo con el área por regar, se determina el Cu y multiplicando este coeficiente por el área respectiva se tiene el gasto de diseño del canal, o sea:

$$Q_{\text{diseño}} = Cu \times A_{\text{área por regar}} \quad \dots \dots \dots 4.1.2.1.$$

Se ha visto en la práctica que este criterio es adecuado para diseñar áreas grandes (2,000 ha); pero ~~que~~ en ocasiones es insuficiente para áreas pequeñas. Obviamente influirá en este diseño el sistema de operación de la red.

### 1.1.2.2 Método probabilístico

Este método propuesto por M.R. Clément, tiene por objeto determinar el gasto en cada tramo de canal según la demanda. Para esto es necesario conocer los gastos (o módulos) de cada parcela según las técnicas de riego

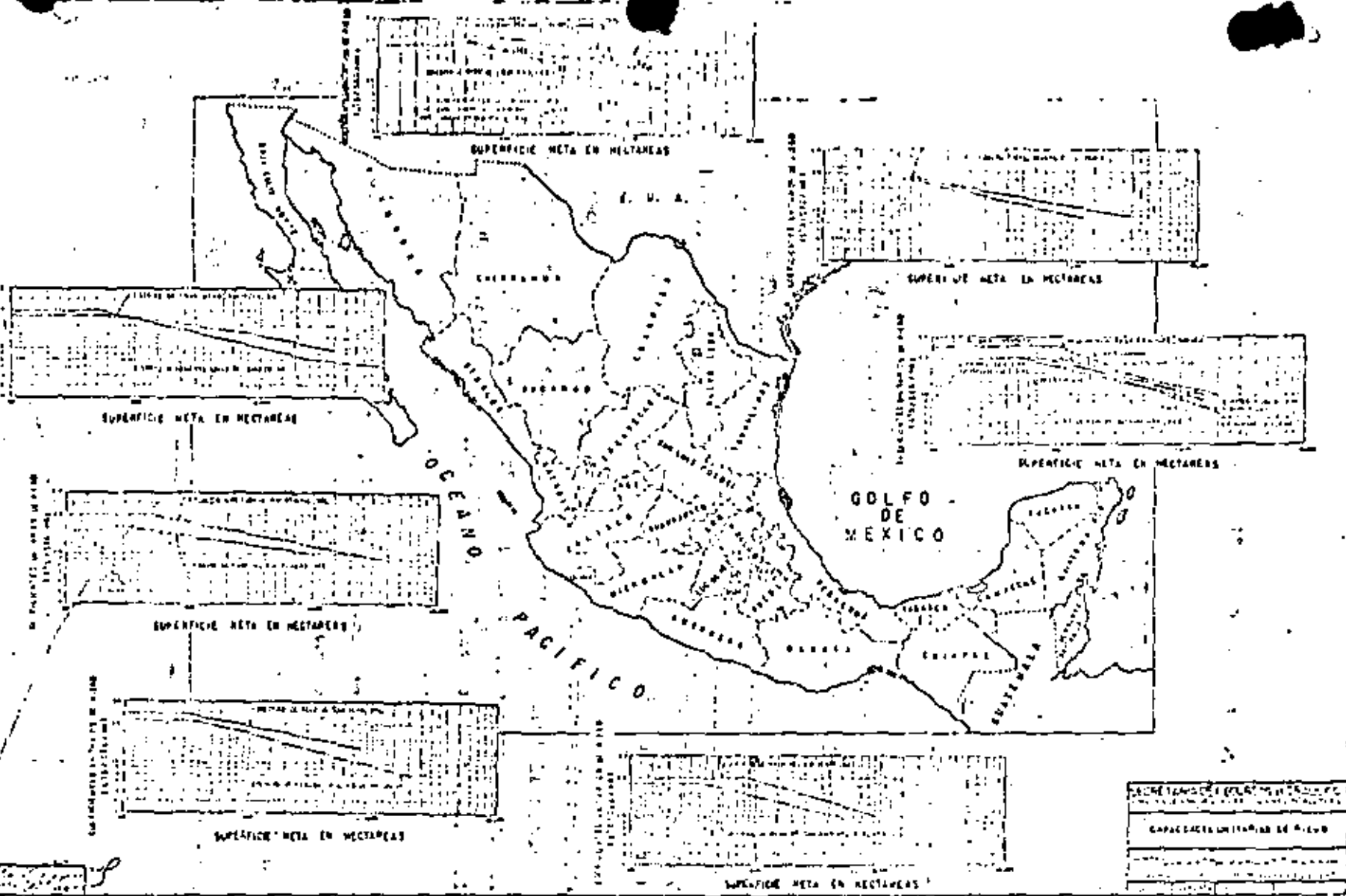


Fig 41. 2. 1. 1

La expresión propuesta para calcular el gasto de diseño en cada tramo considerado, es:

$$Q_{\text{diseño}} = \sum_{j=1}^n M_j N_j P_j + \zeta \sqrt{\sum_{j=1}^n M_j^2 N_j P_j (1-P_j)} \quad \dots \quad 4.1.2.2$$

donde:

- $Q_{\text{diseño}}$  = gasto de diseño del tramo analizado en m<sup>3</sup>/seg
- $M_j$  = gasto de las parcelas  $j$
- $N_j$  = número de parcelas con el gasto  $M_j$  a regar en el máximo día de demanda (según el plan de riego)
- $P_j$  = probabilidad de que <sup>se estén regando en un momento dado</sup> las parcelas con gasto  $M_j$ . Es igual al cociente del tiempo de riego entre el tiempo de servicio de la red
- $\zeta$  = parámetro que toma en cuenta la probabilidad de funcionamiento normal de la red. Si la probabilidad es del 95%  $\zeta = 1.645$  y si es del 99%  $\zeta = 2.324$ , para otras probabilidades consultar la referencia 13.

Usando esta expresión para diferentes tramos de canal, se podrá formar una curva de capacidades unitarias de riego como la mostrada en la figura 4.1.2.1. El eje vertical corresponde al gasto obtenido mediante el método probabilístico dividido entre el área considerada al calcular dicho gasto, y el eje horizontal representa cada una de esas mismas áreas.

Después de trazar los puntos calculados con este procedimiento, se procederá a trazar una curva envolvente de dichos puntos, la cual servirá para hacer la determinación de los gastos de diseño para cada tramo de canal.

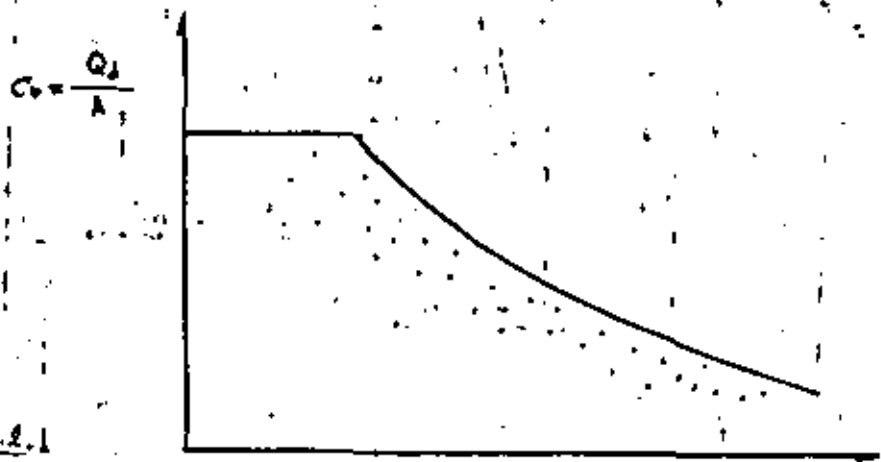


Fig. 4.1.2.1



### 4.1.3 Ubicación de compuertas

Para el diseño de la red que a continuación se propondrá, la ubicación de represas y compuertas juega un papel primordial. Las compuertas que se propondrán pueden clasificarse en dos tipos, uno, que en adelante se denominará compuertas auxiliares, y otro, que se llamará compuertas de servicio.

Las compuertas auxiliares tienen como función controlar tirantes y gastos importantes en diferentes puntos del canal, pero sin desviación lateral, en tanto que las compuertas de servicio, además de controlar tirantes y gastos, permitirán la desviación lateral de gastos considerables hacia canales denominados laterales. En la figura de abajo se muestra esta clasificación.

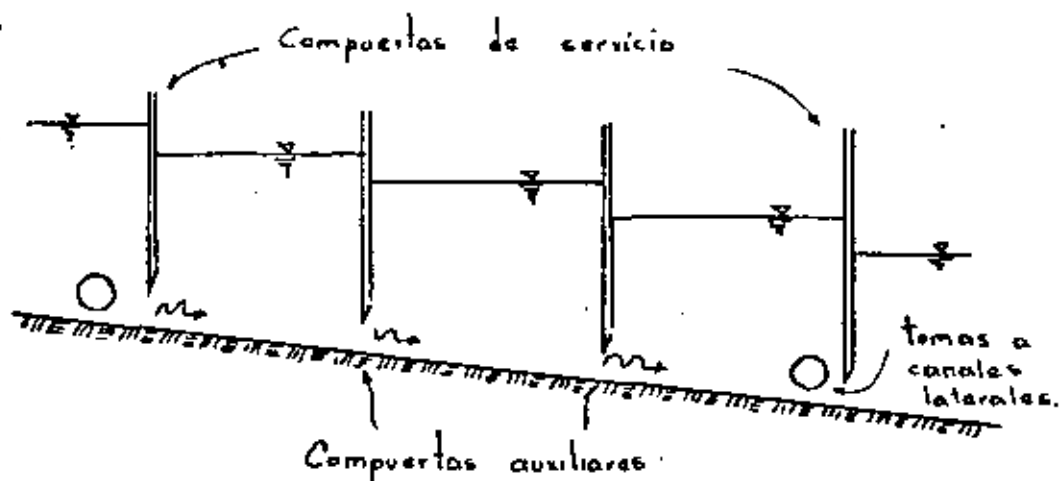


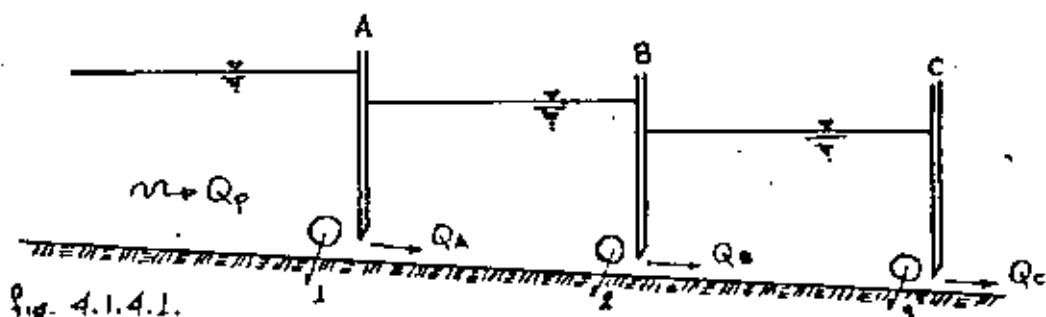
Fig. 4.1.3.1

La importancia de esta clasificación radica en el hecho de que mientras la ubicación de las compuertas de servicio depende de la posición de los canales laterales, o sea, de las condiciones topográficas, las compuertas auxiliares dependen solamente de las necesidades hidráulicas del canal.

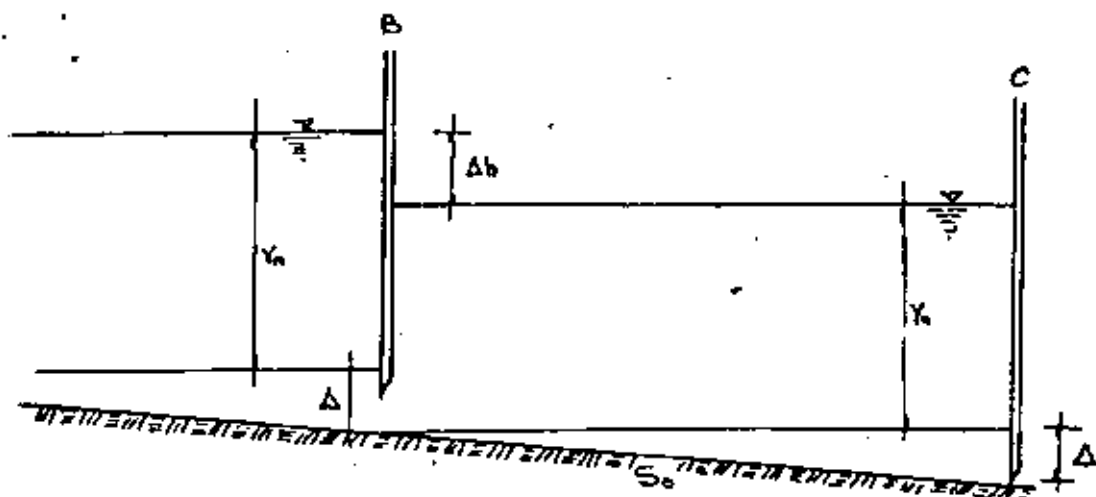
#### 4.1.4 Diseño de la red de distribución

El criterio de diseño propuesto tiene como principio fundamental dimensionar la red de distribución, de tal manera que en su operación no se pierda agua por efectos de operación. Para conseguir este propósito se propone diseñar canales y compuertas de la siguiente manera:

Sea un tramo de canal como el mostrado en la figura 4.1.4.1 La ubicación de las compuertas de servicio (A,B,C) ha sido determinada por la posi-



ción de los canales laterales (condición topográfica) 1,2 y 3. Suponiendo que los gastos de diseño de los canales han sido determinados anteriormente (4.1.2) de tal manera que  $q_1, q_2, q_3$  son los gastos de los laterales y  $Q_A, Q_B, Q_C$  los gastos de las compuertas de servicio y  $Q_p$  el gasto del canal principal, es posible determinar las características de la sección de los canales, de la siguiente forma:



4.1.4.2.

- a) Para el último tramo (ver fig 2.) proponer una sección, o sea, ancho de plantilla, taludes, pendiente, etc.
- b) Calcular el tirante normal en el tramo B - C
- c) Suponer que ese tirante normal calculado en b) es el ahogamiento de la compuerta B
- d) Calcular las dimensiones de la compuerta suponiendo que trabajará con -- una diferencia de cargas tal que no produzca velocidades superiores a -- 1.5 m/seg en las condiciones normales de operación. Esta recomendación es debida a que velocidades altas en la descarga dificultan las manio-- bras de operación. Sin embargo, si se dispone de mecanismos elevadores adecuados, puede sobrepasarse tal límite. Los elementos del cálculo de compuertas se incluyen en el anexo B.
- e) Una vez diseñada la compuerta, es posible conocer el tirante aguas arriba de la misma ya que:

$$y_B = y_{nBC} + \Delta h \quad \dots \dots \dots 4.1.4.1$$

Donde  $y_B$  = tirante detrás de la compuerta B  
 $y_{nBC}$  = tirante normal del tramo B - C  
 $\Delta h$  = la diferencia de cargas en la compuerta B

- f) Calcular la sección del siguiente tramo ( A - B ) ya que es posible conocer el tirante normal ( $y_{nAB}$ ) con la expresión  $y_{nAB} = y_B - SoL$  ... 4.1.4.2.

Donde  $y_{nAB}$  = tirante normal del tramo A - B  
 $So$  = pendiente del canal  
 $L$  = separación entre las compuertas A - B

Es posible que al calcular de esta manera  $y_{nAB}$  se obtengan secciones "desproporcionadas", o sea, de dimensiones inadmisibles para ubicar

la compuerta A esto significará que hay necesidad de incluir compuertas auxiliares en el tramo A - B, las cuales son igualmente calculables con el procedimiento aquí presentado.

g) Diseñar la compuerta A de la misma manera que se indicó en el inciso d). A partir de aquí el procedimiento sería igual para todos los tramos restantes, hasta llegar a la obra de toma (presa, río, estación de bombeo, etc.)

h) Hasta aquí se tendría el diseño de los canales según las condiciones iniciales propuestas (inciso a). A continuación habría necesidad de proponer otras condiciones iniciales y repetir el cálculo. Se estima que con tres (pueden ser más) condiciones iniciales (alternativas) es suficiente para hacer un análisis económico de cada una de ellas y determinar la más conveniente.

El concepto de análisis económico manejado en el último inciso corresponde a determinar el costo de cada alternativa tomando en cuenta excavaciones, rellenos, compactaciones, compuertas (y mecanismos), etc. y determinar la opción más barata.

Algunos comentarios que se han considerado útiles al método de diseño propuesto, se enumeran a continuación:

1) Entre dos compuertas de servicio el espaciamiento de las auxiliares está dado (aproximadamente) por  $L = S_0 \Delta h$ . 4.1.4.3.

2) En el inciso d) es necesario verificar que la compuerta esté ahogada (ver anexo X) para garantizar su adecuado funcionamiento (ondas dinámicas y/o cinemáticas).

3) Es necesario tener cuidado que los anchos de las compuertas no sean mayores que el ancho de plantilla de la sección de aguas abajo, en cuyo caso es necesario modificar las dimensiones propuestas de los canales.

4) La determinación adecuada de la diferencia de cargas en las compuertas es de fundamental importancia, ya que mientras mayor sea esa diferencia, mayor es el espaciamiento de las compuertas y por lo tanto menor el número de las mismas (menor costo).

5) Las dimensiones de las compuertas están definidas por características "estándar" de construcción. En las referencias 7, se indican estas dimensiones y sus características estructurales ~~según sean~~ radiales ~~o deslizantes~~. La práctica (Ref 7) recomienda utilizar compuertas radiales para cargas mayores de 2 m y deslizantes para menores de 1.5. Cuando se tienen cargas entre 1.5 m y 2 m, la decisión de utilizar una u otra depende de factores económicos y de operación.

6) El análisis económico deberá contemplar fundamentalmente la relación de costos de compuertas y construcción de canales de cada alternativa. Esta conducirá necesariamente a proponer secciones de canal ~~de~~ ti ~~ranter pero anchos~~ pequeños, en oposición al tipo de sección tradicional en los cuales ambas (tirantes-anchos) tenían una relación inversa, esto significa pequeños anchos de plantilla con tirantes altos.

7) El dimensionamiento de la red con este procedimiento debe hacerse (al menos) para canales principales (incluyendo tramo muerto), laterales y sublaterales, ya que los volúmenes de agua manejados en éstos son mucho mayores (y por lo tanto las pérdidas) que los de los ramales y subramales.

8) El hecho de dimensionar una red de esta forma implica la necesidad de construir aforadores que permitan al usuario conocer el gasto que se le está sirviendo. Para tal fin, en el anexo B se muestran diversos tipos de aforadores que pueden ser utilizados para dicho fin; el aforador venturi de carga constante, las tomas granja y los módulos son los dispositivos ~~más~~ compatibles con el método de diseño propuesto.

9) Es necesario contemplar cuidadosamente la ubicación de las estructuras de excedencias (sifones, compuertas y vertedores laterales princi-

## 4.2 Operación de la red de distribución

La operación de una red de distribución es la parte medular de la eficiencia del manejo de agua. Muchos distritos de riego podrían ser mejorados si esta operación se hace de una manera precisa y organizada. Es evidente que una red mal diseñada será más difícil de ser operada eficientemente; pero también es cierto que una red bien diseñada será igualmente ineficiente si no es operada adecuadamente. De aquí que la interrelación de los dos factores sea de importancia capital.

La concepción del diseño de la red que aquí se ha presentado presupone que el sistema de operación es preciso y organizado. Tal cosa requiere de un sistema de operación automático que dependa de un plan preconcebido de requerimientos de agua llamado política de operación.

### 4.2.1 Política de operación

Como es sabido, existen tres modos fundamentales de suministrar el agua a los usuarios, por demanda libre, por tandeos o rotación y por flujo continuo. Cada uno de los modos tiene sus ventajas y sus limitaciones. Sin embargo, cuando el costo del agua es alto <sup>para el usuario</sup> es más conveniente <sup>ta que el usuario aprecia más el servicio.</sup> por "demanda libre". Esta manera de suministrar el agua implica una política de operación que puede resumirse como sigue: <sup>Se suministrará</sup> el agua a los usuarios a la mayor brevedad de su petición; para ello, se determinará diariamente el número total de usuarios que es posible atender, durante el tiempo de servicio de la red para el día de riego en cuestión. De este modo quedan fijas las operaciones en los controles (compuertas) las cuales son gobernadas desde un centro de control.

Las condiciones que implica esta política son las siguientes:

a) El gasto y el tiempo de riego son únicos para cada parcela --- (Concepto de módulos). En otras palabras, es invariable el gasto y el tiempo de riego de cada parcela.

b) El nivel del agua en los canales permanece siempre constante.

c) En cada día de operación de la red debe conocerse de antemano la demanda de agua.

d) El manejo de las compuertas depende de una caseta de mando desde donde se maneja a control remoto la operación de las compuertas.

e) Existen aforadores en cada parcela que permiten al usuario conocer el gasto que fluye hacia su parcela.

f) Además del aforador deberá existir también una estructura de control que permita la obturación o la apertura del acceso de agua a la parcela. Las estructuras que permiten esta doble acción son los vertedores Venturí de carga constante y los aforadores modulares (ver -- apéndice B ). Cabe hacer notar que para lograr esto es necesario tener -- una red de controles que permitan abrir o cerrar a voluntad dichas estructuras sin la intervención de los usuarios. Esto es particularmente importante si se piensa que en un distrito de 3,000 usuarios deberá haber un centro controlador de igual número de tomas.

En la figura 4.2.1 se muestra en forma esquemática la forma en que operaría una red de distribución concebida como se ha explicado.

#### 4.2.2 Mecanismos automáticos y controles

La automatización de tipo eléctrico es la más recomendable; básicamente consistiría en un centro controlador (v.g. computadora) que estaría conectado a cada una de las estructuras de control de la red por medio de cableado eléctrico. En dicho centro se procesaría la información de requerimientos de agua. se adoptaría el programa más adecuado para satisfacer las demandas.

Y se controlarían también las fuentes de abastecimiento de agua como los sistemas de bombeo de pozos y/o las válvulas en las presas.

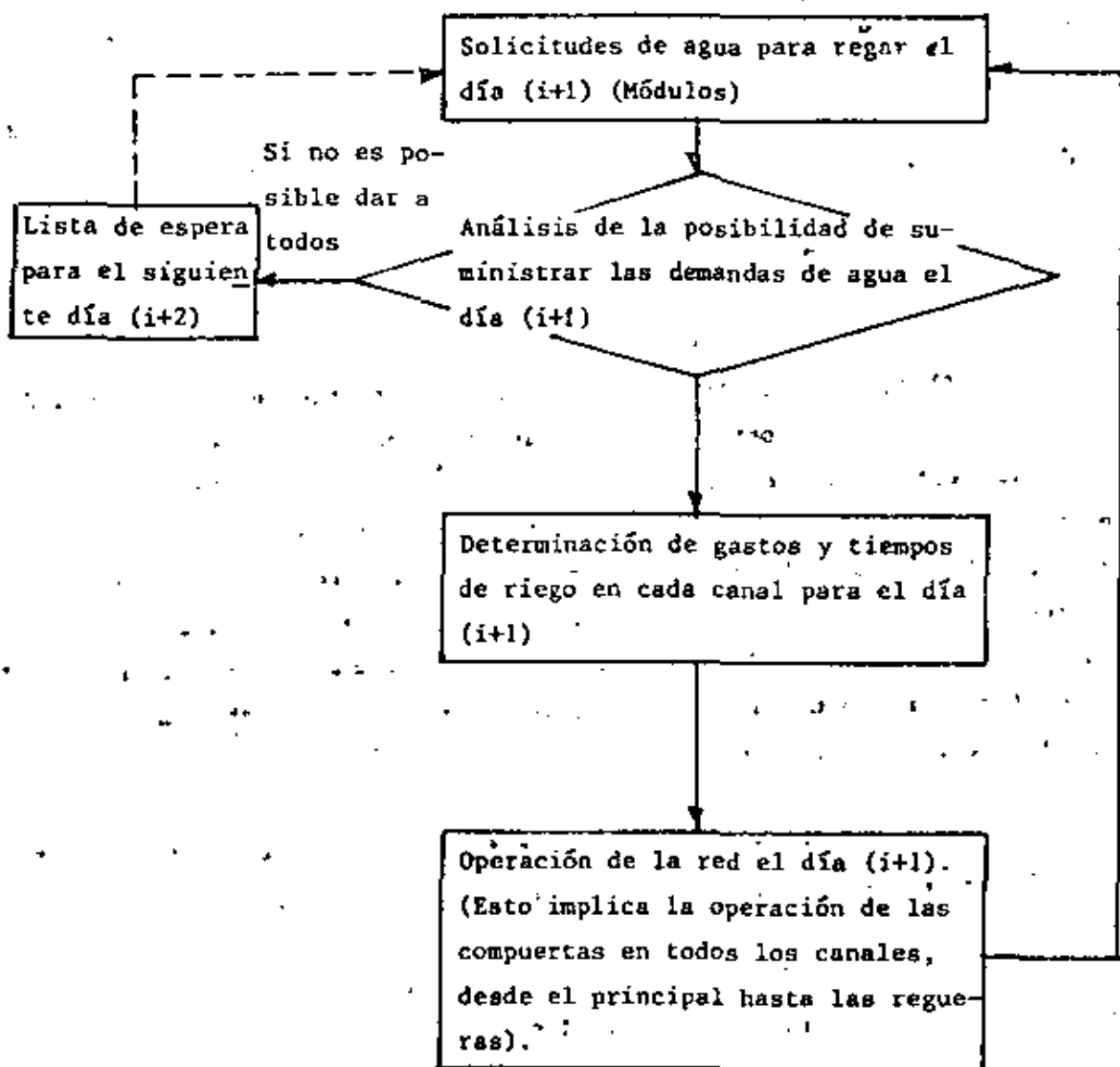


Fig. 4.2.1.1.



Según se había mencionado antes, es posible que las compuertas -- auxiliares pudieran ser dependientes sólo de las compuertas de servi--- cio, esto es, que existiría un sistema transmisor-amplificador-integrador entre una compuerta de servicio y sus auxiliares en el tramo de canal correspon--- diente. Este procedimiento evita acumular demasiados controles de compuer--- tas en el centro gobernador del sistema.

El centro controlador gobernaría las diversas estructuras de la - red con los siguientes lineamientos:

a) Compuertas de gasto variable y carga constante. En esta categoría esta--- rían todas las compuertas del canal principal, laterales y sublaterales. Se--- rían compuertas que estarían trabajando con una carga constante, pero debe--- rán tener un mecanismo que permitiera cerrarlas o abrirlas a voluntad desde el centro de mando. Obviamente esta requeriría una calibración previa de -- aberturas y la posibilidad de auto-regularse según la carga de agua. Esto último es muy importante, ya que es el mecanismo de seguridad que tendría la compuerta para evitar un posible vaciado o llenado excesivo por algún accidente en la red (atascamiento de compuertas, falla de energía eléc--- trica, derrumbe en un canal, etc.).

b) Compuertas de carga y gasto constante. Estas estructuras corresponderían a tomas directas del canal principal, laterales o sublaterales para usuarios vecinos a estas estructuras. Dichas compuertas casi siempre serían de peque--- ñas dimensiones y su función sería proporcionar el agua (módulo) directamen--- te de los grandes canales al usuario. Aquí podrían utilizarse tomas granja o partidores (llamados también módulos) que estarían operados desde la case--- ta de mando. Este tipo de estructura sería muy sencilla, ya que como la car--- ga es constante y el gasto también, simplemente operarían "cerradas" o --- "abiertas".

c) Aforadores. Como antes se explicó, los aforadores tendrían una doble fun--- ción, la de medir el gasto y la de permitir o evitar el paso del agua hacia las parcelas. Estas estructuras también serían muy sencillas de operación, ya que sólo tendrían dos opciones) cerrado o abierto. Es conveniente seña---

lar que los aforadores que permitan dar un gasto constante independientemente de las variaciones de carga, es el tipo de estructura más favorable para estos casos. En el apéndice B se describen varios tipos de aforadores, -- aunque algunos son descabales para cumplir con la condición anterior, son (en algunos casos) difíciles de construir y costosos.

d) Fuentes de abastecimiento. Su operación corresponderá al -- gasto necesario en la red y a la disponibilidad de agua en ellas.

En el tipo de diseño que se ha propuesto, no se ha considerado la inclusión de aparatos que automáticamente señalen la necesidad de agua dentro de las parcelas, por considerarse que muchos de ellos (Ref 32) están -- aún en fase experimental (electrotensiómetros, electroevaporímetros, termómetros, etc.); pero en la medida de que sean disponibles, también será posible incluirlos. Por ahora la demanda de agua dependerá del usuario, y por lo -- tanto, de su instrucción y hábitos para regar.

## 5. SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCION

En el capítulo anterior se ha presentado una forma sencilla de diseñar una red de distribución, pero en muchos casos es necesario revisar su funcionamiento tomando en cuenta todo el conjunto de estructuras principales. Para ello es necesario disponer de un modelo de simulación de la red de distribución que permita analizar las variantes de funcionamiento del sistema, incluyendo posibles accidentes de la red tales como ascensos o descensos repentinos de los niveles de agua en los canales, originados por descomposturas en compuertas o alguna otra razón.

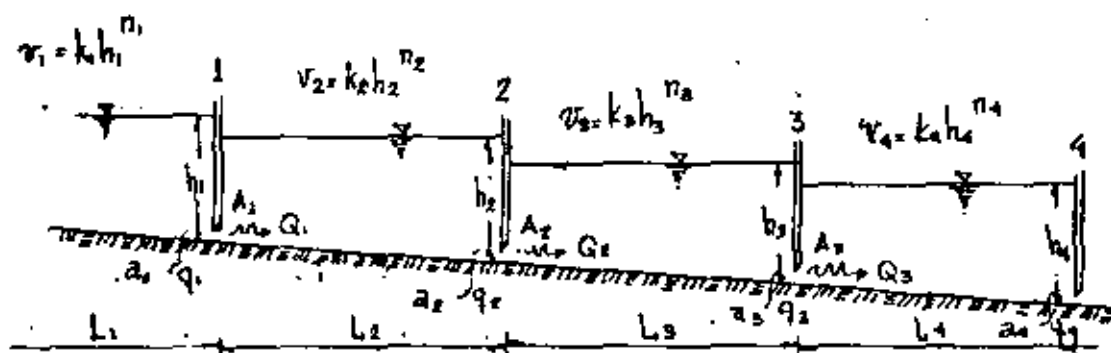
A continuación se profundizó la versión de un modelo de simulación que toma en cuenta los aspectos fundamentales del sistema de operación de la red cuyo diseño se ha propuesto en el capítulo anterior.

### 5.1 MODELO MATEMATICO DE SIMULACION

El modelo matemático ha sido concebido de acuerdo con la política de operación propuesta (cap. 6). Ello implica que los niveles en los canales son sensiblemente constantes y que por lo tanto el gasto de cada compuerta dependerá fundamentalmente de la abertura de la misma, de tal manera que cualquier movimiento de cualquiera de ellas repercute inmediatamente en el movimiento de las otras.

#### 5.1.1 PLANTEAMIENTO DEL MODELO

(Considerando la pendiente longitudinal del canal).



### Notación

- $A_1$  área de abertura de la compuerta 1
- $a_1$  área de abertura de la toma lateral 1
- $A_2$  área de abertura de la compuerta 2
- $a_2$  área de abertura de la toma lateral 2
- $A_3$  área de abertura de la compuerta 3
- $a_3$  área de abertura de la toma lateral 3
- $Q_1$  gasto de salida por la compuerta 1
- $q_1$  gasto de salida por la toma lateral 1
- $Q_2$  gasto de salida por la compuerta 2
- $q_2$  gasto de salida por la toma lateral 2
- $Q_3$  gasto de salida por la compuerta 3
- $q_3$  gasto de salida por la toma lateral 3

Los subíndices 1,2,3,....,n indican el número correspondiente de compuerta

En el planteamiento de este modelo se hace uso de la ecuación de almacenamiento, dada por:

$$V = E - S \quad \dots\dots\dots 5.1.1.1$$

- donde:  $V$  es el volumen de almacenamiento
- $E$  es el volumen de entrada o de ingreso en un intervalo de tiempo  $\Delta t$
- $S$  es el volumen de salida en un intervalo  $\Delta t$ .

La ecuación de almacenamiento en cada tramo de canal es de la forma:

$$V = k h^n \quad \dots\dots\dots 5.1.1.2.$$

La ecuación 5.1.1.2 es función de la geometría de la sección del canal y de la longitud comprendida entre dos compuertas.

#### 5.1.1.1. Evaluación de los volúmenes de entrada o de ingreso

Si al ingreso a la red se le denomina  $I$  (gasto) la entrada promedio estará

dada por la ecuación:

$$\bar{E} = \frac{(I_i + I_{i-1})}{2} \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots 5.1.1.3$$

En esta ecuación el subíndice "i" denota el instante e "i-1" el instante anterior

5.1.1.2. Evaluación del volumen de salidas

Como en cada compuerta se tienen dos salidas, una por la toma lateral y la otra por abajo de la compuerta, la salida total es la suma de las dos.

a. Salida por compuerta

El gasto de descarga por una compuerta está dado por:

$$Q_n = C_d^* A_n \Delta h^{1/2} \quad \dots\dots\dots 5.1.1.4$$

$Q_n$  es el gasto de descarga en  $m^3/\text{seg}$  por la compuerta "n"

$A_n$  es el área de abertura de la compuerta "n"

$C_d^*$  es el coeficiente para descarga sumergida en compuertas, cuyo valor está en función de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la compuerta

$\Delta h$  es el desnivel entre los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la compuerta

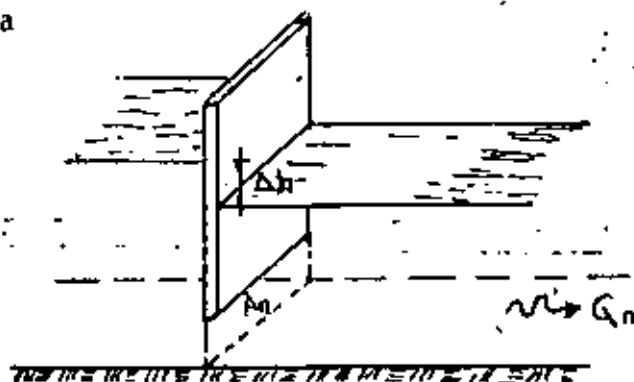


fig. 5.1.1.2

Como el canal está inclinado, entonces de acuerdo a la figura: 5.1.1.3

\*en el coeficiente  $C_d$ , ya está implícito el término  $\sqrt{2g}$

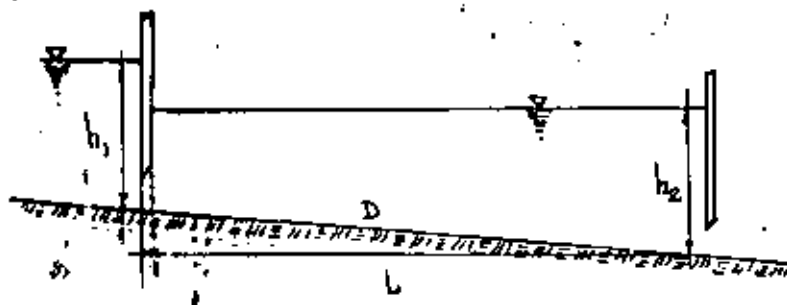


fig. 5.1.1.3

L es la longitud del tramo comprendido entre dos compuertas  
 D es la pendiente del canal

Para el cálculo de la descarga se toma la diferencia  $\Delta h$  como la diferencia entre el tirante aguas arriba de la primera compuerta y el tirante aguas arriba de la segunda, pero como existe un desnivel entre ambas, el valor de  $\Delta h$  será: (según la figura anterior)

$$\Delta h = h_1 - (h_2 - L \cdot D)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2 + L \cdot D$$

..... 5.1.1.5

y el gasto por la compuerta se obtiene empleando la ecuación 5.1.1.4 con el valor de  $\Delta h$  obtenido aquí.

b.. Salida por la toma lateral

La salida por una toma lateral se calcula con:

$$q_n = C_d \cdot a_n h^{1/2}$$

..... 5.1.1.6

$q_n$  es el gasto en  $m^3/\text{seg}$

$C_d$  es el coeficiente de descarga

$a_n$  es el área de la toma "n"

$h$  es la carga o tirante aguas arriba de cada compuerta

Utilizando diferencias finitas ("i" para los diferentes instantes) la salida promedio (en forma general) será entonces:

$$\bar{S} = \frac{(S_i + S_{i-1})}{2} \Delta t \quad \dots\dots\dots 5.1.1.7$$

La ecuación anterior puede también escribirse como:

$$\bar{S} = \frac{(S_i + S_{i-1} - S_{i-1} + S_{i-1}) \Delta t}{2}$$

$$\bar{S} = \frac{(S_i - S_{i-1}) \Delta t}{2} + S_{i-1} \Delta t \quad \dots\dots\dots 5.1.1.8$$

pero la diferencia  $(S_i - S_{i-1})$  es proporcional al incremento  $\Delta S$  en el volumen de salida en el intervalo  $\Delta t$ .

$$\bar{S} = \frac{\Delta S}{2} \Delta t + S_{i-1} \Delta t \quad \dots\dots\dots 5.1.1.9$$

### 5.1.2 PLANTEAMIENTO DE LAS ECUACIONES (De acuerdo a la figura 5.1.1.1)

Primera compuerta

Teniendo presente que el incremento en almacenamiento es igual a la diferencia de volúmenes de entrada y salida.

$$V = E - S$$

Entrada

La entrada es:

$$\bar{E} = \frac{(I_i + I_{i-1})}{2} \Delta t$$

Salida

a) por la compuerta 1, de acuerdo a la ecuación

$$\bar{S}_{c_1} = \frac{\Delta Q_1 \Delta t}{2} + Q_{1,i-1} \Delta t \quad \dots\dots\dots 5.1.2.1$$

$\bar{S}_c$  es la alida promedio por la compuerta 1 pero como :

$$Q_n = C_d * A_n \Delta h^{1/2}$$

$$Q_1 = C_d * A_1 \Delta h^{1/2}$$

5.1.2.2

si

$$\Delta Q_1 \rightarrow dQ_1 = \frac{1}{2} C_d * A_1 \Delta h^{-1/2} dh$$

5.1.2.3

pero

$$\Delta h = h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2$$

5.1.2.4

en la figura 5.1.2.1

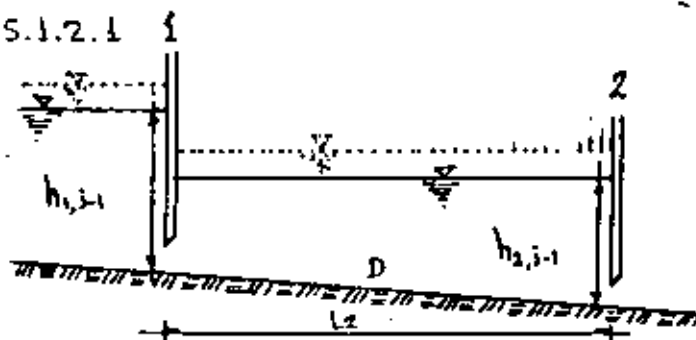


fig. 5.1.2.1

———— nivel del agua en el instante "i-1"

----- nivel del agua en el instante "i".

y el término "dh" es

$$dh = h_{1,i} - h_{2,i} + L_2 D_2 - (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + L_2 D_2)$$

$$dh = h_{1,i} - h_{2,i} - h_{1,i-1} + h_{2,i-1}$$

5.1.2.5

con lo que

$$\Delta Q_1 = \frac{1}{4} C_d * A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} (h_{1,i} - h_{2,i} - h_{1,i-1} + h_{2,i-1})$$

5.1.2.6

y

$$Q_{1,i-1} = C_d * A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} - D_2 L_2)^{1/2}$$

5.1.2.7



$$\bar{S}_{C_1} = \frac{1}{4} C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1} + h_{2,i-1}) + C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2) \dots 5.1.2.8$$

b) por la toma lateral 1, a semejanza de la compuerta 1

$$\bar{S}_{T_1} = \frac{\Delta q_1}{2} \Delta t + q_{1,i-1} \dots 5.1.2.9$$

$\bar{S}_{T_1}$  es la salida promedio por la toma lateral

El gasto por una toma es:  $q = C_d \cdot a \cdot h^{1/2}$

para la toma 1;  $q = C_d \cdot a_1 \cdot h_1^{1/2}$

$$\Delta q_1 \rightarrow dq_1 = \frac{1}{2} C_d \cdot a_1 \cdot h_{1,i-1}^{-1/2} \cdot dh \quad ; \quad dh = (h_{1,i}^* - h_{1,i-1})$$

$$\Delta q_1 = \frac{1}{2} C_d \cdot a_1 \cdot h_{1,i-1}^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) \dots 5.1.2.10$$

$$q_{1,i-1} = C_d \cdot a_1 \cdot h_{1,i-1}^{1/2}$$

y la salida promedio queda:

$$\bar{S}_{T_1} = \frac{1}{4} C_d \cdot a_1 \cdot h_{1,i-1}^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) + C_d \cdot a_1 \cdot h_{1,i-1}^{1/2} \dots 5.1.2.11$$

### Almacenamiento

La ecuación de almacenamiento para el tramo 1 es:

el incremento de almacenamiento en un intervalo " t "

$$\Delta V_1 = n_1 k_1 h_{1,i-1}^{n_1-1} \cdot dh \quad ; \quad dh = (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) \dots 5.1.2.12$$

$$\Delta V_1 = n_1 k_1 h_{1,i-1}^{n_1-1} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) \dots 5.1.2.13$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.1.1.3, 5.1.2.8, 5.1.2.11, 5.1.2.13, en la ecuación 5.1.1.1 fundamental

$$\begin{aligned} \left( \frac{I_i + I_{i-1}}{2} \right) \Delta t &= \frac{1}{4} C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{2,i}^* - h_{1,i-1} - h_{2,i-1}) + \\ &+ C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{+1/2} + \frac{1}{4} C_d a_1 h_{1,i-1}^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) + \\ &+ C_d a_1 h_{1,i-1}^{1/2} + n_1 K_1 h_{1,i-1}^{n_1-1} (h_{1,i}^* - h_{1,i-1}) \dots\dots\dots 5.1.2.14 \end{aligned}$$

En la ecuación 5.1.2.14 las incógnitas son  $h_{1,i}^*$  y  $h_{2,i}^*$ , simplificándola y pasando los términos que no están multiplicados por alguna de las incógnitas al lado izquierdo de la ecuación, queda :

$$\begin{aligned} \left( \frac{I_i + I_{i-1}}{2} \right) \Delta t + \frac{1}{4} C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{-1/2} (h_{1,i-1} - h_{2,i-1}) \Delta t + \\ - C_d^* \Delta t A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{1/2} - \frac{3}{4} C_d a_1 \Delta t h_{1,i-1}^{1/2} + n_1 K_1 h_{1,i-1}^{n_1} = \\ \left[ \frac{1}{4} C_d^* A_1 (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{-1/2} + \frac{1}{4} C_d a_1 h_{1,i-1}^{-1/2} + n_1 K_1 h_{1,i-1}^{n_1-1} \right] \Delta t h_{1,i}^* + \\ + \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 b_2)^{-1/2} h_{2,i}^* \dots\dots\dots 5.1.2.15 \end{aligned}$$

segunda compuerta:

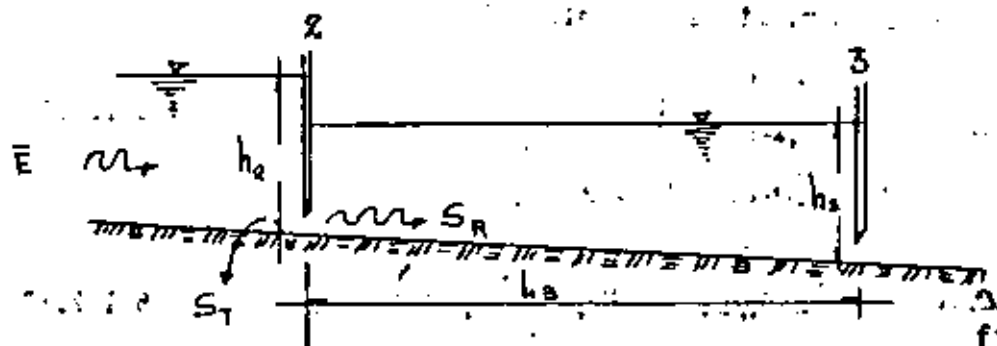


fig. 5.1.2.2

Para la compuerta 2, el volumen que entra es el volumen que sale de la --  
compuerta 1, o sea:

$$\bar{E} = \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{2,i}^* - h_{4,i-1} - h_{r,i-1}) + \\ + C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{1/2} \dots\dots\dots 5.1.2.16$$

Salida:

a) por la compuerta (de manera análoga a la de la primera compuerta)

$$\bar{S}_{c_2} = \frac{\Delta Q_2}{2} \Delta t + Q_{2,i-1} \\ \bar{S}_{c_2} = \frac{1}{4} C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{-1/2} (h_{2,i}^* - h_{3,i}^* - h_{0,i-1} + h_{3,i-1}) + \\ + C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i}^* - h_{3,i}^* + D_3 L_3)^{1/2} \dots\dots\dots 5.1.2.17$$

b) por la toma lateral

$$\bar{S}_{T_2} = \frac{\Delta q_2}{2} \Delta t + q_{2,i-1} \\ \bar{S}_{T_2} = \frac{1}{4} C_d a_2 \Delta t h_{2,i-1}^{-1/2} (h_{2,i}^* - h_{2,i-1}) + C_d a_2 \Delta t h_{2,i-1}^{-1/2} \dots\dots\dots 5.1.2.18$$

el incremento en el volumen de almacenamiento:  
para este tramo la ecuación de almacenamiento es  
el incremento en el volumen almacenado

$$V_2 = k_2 h_2^{n_2}$$

$$\Delta V_2 = n_2 k_2 h_{2,i-1}^{n_2-1} (h_{2,i}^* - h_{2,i-1}) \dots\dots\dots 5.1.2.19$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.1.2.16, 17, 18 y 19 en  $E = S + V$

$$\begin{aligned} & \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} (h_{1,i}^* - h_{2,i}^* - h_{1,i-1} + h_{2,i-1}) + \\ & + C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{1/2} = \frac{1}{4} C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{-1/2} (h_{2,i}^* - h_{3,i}^* \\ & - h_{2,i-1} + h_{3,i-1}) + C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{1/2} + \frac{1}{4} C_d \alpha_2 \Delta t h_{2,i-1}^{-1/2} (h_{2,i}^* - h_{3,i-1}) \\ & + C_d \alpha_2 \Delta t h_{2,i-1}^{1/2} + n_2 k_2 h_{2,i-1}^{n_2-1} (h_{2,i}^* - h_{2,i-1}) \dots\dots\dots 5.1.2.20 \end{aligned}$$

Simplificando la ecuación anterior:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} (h_{1,i-1} - h_{2,i-1}) + C_d A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{1/2} \\ & + \frac{1}{4} C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{-1/2} (h_{2,i-1} - h_{3,i-1}) - C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{1/2} \\ & - \frac{3}{4} C_d \alpha_2 \Delta t h_{2,i-1}^{1/2} + n_2 k_2 h_{2,i-1}^{n_2} = \left[ -\frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} \right] h_{1,i}^* + \\ & \left[ \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_{1,i-1} - h_{2,i-1} + D_2 L_2)^{-1/2} + \frac{1}{4} C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{-1/2} + \right. \\ & \left. + \frac{1}{4} C_d \alpha_2 \Delta t h_{2,i-1}^{-1/2} + n_2 k_2 h_{2,i-1}^{n_2-1} \right] h_{2,i}^* - \frac{1}{4} C_d^* A_2 \Delta t (h_{2,i-1} - h_{3,i-1} + D_3 L_3)^{-1/2} h_{3,i}^* \dots\dots\dots 5.1.2.21 \end{aligned}$$

Desarrollando las ecuaciones para un número "N" de compuertas, se observa que en cada compuerta, a excepción de la primera y última (que representan condiciones de frontera) se obtiene una ecuación con tres incógnitas de la forma:

$$(M_1 h^*)_{x-1} + (M_2 h^*)_x + (M_3 h^*)_{x+1} = Kx \dots\dots 5.1.2.22$$

donde el subíndice "x" indica el número de incógnitas de cada altura "h" y además indica el número de renglón en un sistema de ecuaciones. El arreglo anterior sólo es válido para aquellos renglones interiores en un sistema de

ecuaciones simultáneas que tiene tantas incógnitas "h" como número de compuertas que se quieran considerar. Por ejemplo, para un sistema de 3 compuertas, el sistema de ecuaciones es de la forma:

$$\begin{vmatrix} h_1^* & h_2^* & h_3^* \\ x & x & 0 \\ x & x & x \\ 0 & x & x \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K_1 \\ K_2 \\ K_3 \end{vmatrix}$$

para uno de 5

$$\begin{vmatrix} h_1^* & h_2^* & h_3^* & h_4^* & h_5^* \\ x & x & 0 & 0 & 0 \\ x & x & x & 0 & 0 \\ 0 & x & x & x & 0 \\ 0 & 0 & x & x & x \\ 0 & 0 & 0 & x & x \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} K_1 \\ K_2 \\ K_3 \\ K_4 \\ K_5 \end{vmatrix}$$

fig. 5.1.2.3

Los factores M1, M2 y M3 son a su vez:

$$M_1 = \frac{1}{4} C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1,i-1} - h_{x,i-1} + D_x L_x)^{-1/2} \quad 5.1.2.23$$

el subíndice "x" en A, h y D indica el número que se debe tomar para A, h y D. (ver figura 5.1.1.1)

$$M_2 = -M_1 + \frac{1}{4} C_d^* A_x \Delta t (h_{x,i-1} - h_{x+1,i-1} + D_{x+1} L_{x+1})^{-1/2} + \frac{C_d}{4} a_x \Delta t h_{x,i-1}^{-1/2} + \pi_x k_x h_{x,i-1}^{n_x-1} \quad 5.1.2.24$$

$$M_3 = -\frac{C_d^*}{4} A_x \Delta t (h_{x,i-1} - h_{x+1,i-1} + D_{x+1} L_{x+1})^{-1/2} \quad 5.1.2.25$$

El término independiente para ese mismo renglón es:

$$\begin{aligned}
 k_x = & n_x k_x h_x^{n_x} - \frac{1}{4} C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + S_x L_x)^{-1/2} (h_{x-1} - h_x) + \\
 & + C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + S_x L_x)^{1/2} - \frac{3}{4} C_d a_x \Delta t h_x^{1/2} + \\
 & + \frac{1}{4} C_d^* A_x \Delta t (h_x - h_{x+1} + D_{x+1} L_{x+1})^{-1/2} (h_x - h_{x+1}) + \\
 & - C_d^* A_x \Delta t (h_x - h_{x+1} + D_{x+1} L_{x+1})^{1/2}
 \end{aligned}$$

(todas las "h" son del instante anterior) ..... 5.1.2.26

Para la primera compuerta (frontera inicial), los términos que multiplican a las incógnitas  $h_1^*$  y  $h_2^*$  son:

para  $h_1^*$ :  $\frac{1}{4} C_d a_1 \Delta t h_1^{-1/2} + C_d^* \frac{A_1}{4} \Delta t (h_1 - h_2 + D_2 L_2)^{-1/2} + n_1 k_1 h_1^{n_1-1}$  ..... 5.1.2.27

para  $h_2^*$ :  $\frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_1 - h_2 + D_2 L_2)^{-1/2}$  ..... 5.1.2.28

y el término constante  $K_1$  es:

$$\begin{aligned}
 K_1 = & \left( \frac{I_1 + I_{1-1}}{2} \right) \Delta t - \frac{3}{4} C_d a_1 \Delta t h_1^{1/2} + \frac{1}{4} C_d^* A_1 \Delta t (h_1 - h_2 + D_2 L_2)^{-1/2} (h_1 - h_2) + \\
 & - C_d^* A_1 \Delta t (h_1 - h_2 + D_2 L_2)^{1/2} + n_1 k_1 h_1^{n_1}
 \end{aligned}$$

..... 5.1.2.29

y en la última compuerta (condición de frontera extrema)

para  $h_{x-1}^*$ :  $\frac{1}{4} C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + D_x L_x)^{-1/2}$  ..... 5.1.2.30

aquí "x" es igual al último número del renglón del sistema de ecuaciones, o bien el número "N" de compuertas.

para  $h_x^*$ :  $\frac{1}{4} C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + D_x L_x)^{-1/2} + C_d a_x \frac{\Delta t}{4} h_x^{-1/2} + n_x k_x h_x^{n_x-1}$  ..... 5.1.2.31

Las "h" están referidas al instante anterior.

El término independiente en ese mismo renglón:

$$k_x = n_x k_x h_x^{n_x} - \frac{1}{4} C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + D_x L_x)^{-1/2} (h_{x-1} - h_x) +$$

$$+ \frac{C_d^* A_{x-1} \Delta t (h_{x-1} - h_x + D_x L_x)^{1/2}}{4} - \frac{3}{4} C_d a_x \Delta t h_x^{1/2} \dots\dots\dots 5.1.2.32$$

La manera de hacer la simulación con este método es la siguiente:

- 1) Se parte de unas condiciones iniciales (cargas, abertura de compuertas y gastos de ingreso) conocidas.
- 2) Se plantea el sistema de ecuaciones para el instante inmediato siguiente ( $\Delta t$ ) y se resuelve el sistema
- 3) Con los nuevos valores se repite el cálculo para el siguiente instante y así sucesivamente.

Un ejemplo de aplicación para este método se desarrolla en el apéndice C de este trabajo.

La ecuación empleada para calcular el gasto por una compuerta en este método de simulación es:

$$Q = C_d^* A \Delta h^{1/2}$$

y es semejante a:

$$Q = C_d \sqrt{2g} A h_1$$

Esta última ecuación se menciona en el apéndice B y es la ecuación general para obtener el gasto de descarga (libre o sumergida) en una compuerta.

La primera ecuación es válida para descarga sumergida y para grandes relaciones de carga/abertura (ver apéndice B), en estas condiciones el coeficiente  $C_d^*$  (en el cual está implícito el factor  $\sqrt{2g}$ ) tiende a un valor --

constante y al hacer uso de ésta o de la ecuación general para calcular el gasto de una compuerta ahogada, los resultados obtenidos no difieren mucho, en cambio, para relaciones bajas de tirantes-abertura de compuertas, los resultados son totalmente diferentes.

Como en este trabajo se consideró que las condiciones comunes de trabajo de una compuerta no son de grandes relaciones de tirante-abertura, se empleó un artificio a manera de ajuste para poder emplear la ecuación (tal ajuste se puede consultar en el apéndice B) ya que esta permite simplificar un poco más el proceso de desarrollo y cálculo de este método de simulación.

Finalmente, como en el proceso de cálculo está implícito el efecto del tiempo, el coeficiente  $C_d^*$  considerado en cada ciclo para obtener los gastos en el instante actual, es calculado en base a las alturas del instante anterior. (Esto se puede observar en un ejemplo desarrollado en el apéndice C).



## 6 ANALISIS ECONOMICO

En ingeniería cualquier proyecto a realizar depende de dos factores fundamentales: El análisis técnico y el económico. Hasta aquí, los capítulos precedentes, están orientados a la determinación y análisis de los factores técnicos. En este último capítulo, se esbozarán los principales aspectos de un análisis económico para las zonas de riego.

El análisis presentado en este capítulo corresponde a la siguiente idea general: "Una vez que se han determinado las diferentes alternativas técnicas para construir un distrito de riego, es necesario determinar los costos y los beneficios que se obtendrían con cada una de ellas y hacer un análisis económico para determinar la mejor opción".

### 6.1 BENEFICIOS

La determinación de los beneficios para analizar un proyecto (alternativa) de riego pueden ser de muy diversa índole (sociales, económicos, etc.); sin embargo, en este caso sólo se analizarán los que pueden cuantificarse económicamente.

La integración de los beneficios económicos se hace determinando la posible producción de la zona agrícola para cada año y multiplicándola por el costo de cada producto producido. En ecuación es:

$$B = A P C \quad \dots\dots\dots 6.1.1$$

B = Beneficio de cultivo  $\mathcal{L}$  (\$)

$\mathcal{L}$  = Cierta cultivo

A = Area sembrada con el cultivo  $\mathcal{L}$  (ha)

R = Rendimiento del cultivo  $\mathcal{L}$  (ton/ha)

P = Precio del cultivo  $\mathcal{L}$  (\$/ton)

En este trabajo, se ha propuesto un procedimiento de diseño y operación de la red de distribución, con objeto de mejorar la eficiencia del distrito. o dicho en otras palabras, para evitar las pérdidas de agua en la red. Esto tiene gran importancia en la integración de beneficios, ya que aunque no

intervenga directamente en tal integración, su efecto se nota en la posibilidad de aumentar el área cultivada, y por lo tanto, en la determinación de los beneficios.

## 6.2 INTEGRACION DE COSTOS

Una vez determinadas las(o la) diferentes alternativas técnicas del distrito de riego, se procederá a determinar los costos de cada una de ellas. Dichos costos, deberán integrarse tomando en cuenta todos los factores y estructuras necesarias para tal fin.

Los costos de un distrito, pueden dividirse en dos tipos: a) Los costos iniciales fijos y b) Los costos de mantenimiento. En el primer grupo pueden considerarse los costos de Caminos, campamentos, indemnizaciones, tala, desmonte, nivelación, red de distribución (canales, obras de excedencias, obras de control, etc.), red de drenaje, sistemas de almacenamiento, bombeo, etc.

El segundo grupo estaría formado principalmente por mantenimiento de todas las obras y estructuras, operación y administración del distrito (sueldos, transporte, prestaciones, etc.) y labores agrícolas como fertilización, siembra, cosecha, aplicación de pesticidas, etc.

Notar que los costos del inciso a) corresponden a grandes cantidades de dinero que deben ser invertidas de una manera repentina, en tanto que las del b) son erogaciones más pequeñas pero de cada año.

## 6.3 ANALISIS ECONOMICO

Para hacer el análisis económico es necesario tener parámetros que puedan ser comparados fácilmente, por ello se ha recurrido a la determinación de los beneficios y costos anuales. En el caso de los primeros su integración ya ha sido indicada en el inciso 4.1 y sólo conviene añadir el valor de P dependerá del posible precio del cultivo en el momento del estudio. En tanto que los costos es necesario manejarlos como costos anuales actualizados, de la siguiente manera:

$$C = C_T \left( \frac{1}{1 - (1+i)^{-n}} \right) + C_a \dots\dots\dots 6.3.1 \quad 57$$

C = Costo anual actualizado de un distrito de riego (\$)  
 C<sub>T</sub> = Costo total de la obra (\$). Es la suma de todos los costos señalados en el inciso 6.2 (\$).

$\left( \frac{1}{1 - (1+i)^{-n}} \right)$  = Factor de actualización que depende del número de años (n) en que se pagará la obra y del interés (i) en por ciento.

C<sub>a</sub> = Cargos anuales (\$) por concepto de los costos anuales (inciso 6.1).

Hasta aquí se han determinado los beneficios (B) y los costos (C) anuales actualizados. Para efectuar el análisis económico existen dos índices fundamentales:

- a) La relación beneficio-costo y,
- b) El <sup>exceso</sup> de beneficios sobre costos.

si bien es cierto que existen algunos otros índices (v.g. tasa de rendimiento interno, TRI) se ha considerado que salen fuera del interés de este manual y por ello sólo se ofrece la ref. \_\_\_\_\_ para su estudio.

Relación Beneficio-Costo Esta relación (o índice) corresponde al cociente del Beneficio (B) entre el costo (C) anual actualizado, o sea:

$$I(B/C) = \frac{B}{C} \dots\dots\dots 6.3.2$$

donde I(B/C) es el índice beneficio-costo. Si los beneficios del proyecto exceden los costos de la obra, el proyecto es económicamente justificable. Esto significa que I(B/C) > 1, y mientras más se aleje dicho índice de uno, mayor será la prioridad del proyecto. Obviamente si el I(B/C) < 1 el proyecto no es "negocio".

Exceso de beneficios sobre los costos.- Esta relación es la diferencia algebraica entre el Beneficio (B) y el costo (C) anual actualizado. O sea:

$$I(B-C) = B - C \dots\dots\dots 6.3.3$$

donde I(B-C) es el índice de exceso de beneficios sobre costos. Para que un proyecto sea factible se necesitará que I(B-C) sea > 0.

Hasta aquí, se han descrito los dos índices principales para el análisis de factibilidad económica de un proyecto. En realidad dicho análisis debe ser

hecho a cada una de las alternativas posibles, y de ahí determinar la más conveniente.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Schwab, Frevort, Edminster, and Barns (1966). Soil and Water Conservation Engineering (2nd. ed.) John Wiley, New York.
- 2.- Servicio de Conservación de Suelos, Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América (1975). Medición del Agua de Riego, Edit. Diana.
- 3.- Maza Alvarez, J.A. y Zambrano Peñalosa, W. Aforador Vénturi de Gasto Constante, trabajo presentado al VII Congreso de Irrigación y Drenaje.
- 4.- Sotelo Avila, G. (1977). Fundamentos de Hidráulica General, Edit. Limusa.
- 5.- Sotelo Avila, G. Apuntes de Hidráulica II, UNAM
- 6.- F.M. Henderson (1966). <sup>D</sup>Open Channel Flow. Edit. McMillan
- 7.- Ven Te Chow (1959). Open Channel Hydraulics. Edit. Mc Graw-Hill
- 8.- Ronald V. Giles (1975). Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. (2nd ed.) Edit. McGraw-Hill.
- 9.- S.A.R.H. Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica (1979). Compuertas y Mecanismos. S.A.R.H.
- 10.- J. Mevorach, K. Zanker (1978). System of Slightly Immersed Gates. Journal of Hydraulic Research. Volume 16 - No. 1.
- 11.- Linsly Kohler Paulus (1977). Hidrología para Ingenieros (2nd. ed.) Edit. McGraw-Hill.
- 12.- Francisco Javier Domínguez (1959). Hidráulica. Ediciones Universales. Santiago de Chile.

13. M. Poirée, CH. Ollier (1970). El regadío. Editores Técnicos Asociados, S.A. (2nd. ed.)
14. D.W. Thorne; H.B. Peterson (1965). Técnica del Riego (3er. Reimpresión en español) Edit. C.E.C.S.A.
15. Josef D. Zimmerman (1966). Irrigation. Edit. John Wiley & Sons, Inc.
16. Bruce Withers/Stanley Vipond (1978). El Riego. (1ra. Ed.) Edit. Diana.
17. S.A.R.H. (1976) Sobre las eficiencias de Riego. Memorandum Técnico #350. Subsecretaría de Operación. S.A.R.H.
18. S.A.R.H. (1977) Monografía de un Distrito de Riego el Río Colorado. Memorandum Técnico # 363. Subsecretaría de Agricultura y Operación.
19. S.A.R.H. (1978). Operación de Distritos de Riego. Tomos I, II III. Subsecretaría de Agricultura y Operación.
20. Ingenieros Consultores y Proyectistas (1970). Proyecto Tomatlán Jalisco. S.A. R. H.
21. Spinkler Irrigation Association (1975). Spinkler Irrigation (4ta. ed.) Textbook Re-editing Committee.
22. S.A.R.H. (1976) Proyectos de Plantas de Bombeo. Subsecretaría de Construcción.
23. Instituto de Hidrología, Escuela de Hidrología (1972). Manual de Hidrología. Edit. Rafael Hera.
24. Paul J. Kramer (1974). Relaciones Hídricas de Suelos y Plantas. Edit. Edutex S.A.

26. Sterling A. Taylor, Gaylen L. Ashcroft (1972). Physical Edaphology. Edit. -  
W.H. Freeman and Co.
27. Linsley, Fransini (1964). Water Resources Engineering. Edit. McGraw-Hill.
28. Irwin Miller, John E. Freud (1973). Probabilidad y Estadística para Ingenie-  
ros. Edit. Reverté Mexicana, S.A.
29. W.G. Cochran, G.M. Cox. Experimental Designs (2nd ed.) Edit. John Wiley & --  
Sons, Inc.

# " CRITERIO PARA MEJORAR EL DISEÑO DEL DRENAJE AGRÍCOLA "

Ing. Jesús Gracia Sánchez

## Introducción.

El diseñador de sistemas de drenaje agrícola, tiene como objetivo fundamental el diseño de proyectos que sean técnica y económicamente factibles. En este trabajo, se expondrá un conjunto de ideas que constituyen un criterio para el diseño de sistemas de drenaje agrícola, conciliando las dos limitantes.

Con objeto de facilitar las ideas que se desarrollarán, en la figura 1.1 se muestra un problema específico de drenaje agrícola. Supóngase que dicha área es la llanura de inundación de un río, la cual debido a sus frecuentes inundaciones, no es posible aprovechar en su totalidad. Por tal motivo, se ha pensado en la construcción de un dique, que controle las averidas del río y por lo tanto, evite la inundación del área que se desea aprovechar para la agricultura.

La construcción del dique, además de controlar las averidas del río, producirá un estancamiento del agua de lluvia del lado de la llanura, por lo cual será necesario diseñar un sistema de drenaje agrícola que permita utilizar dicha llanura de inundación.

El sistema de drenaje propuesto, también se muestra en la figura 1.1. Dicho sistema consta fundamentalmente de un sis-



tema de canales que constituyen el sistema primario, se tienen como función primordial el recolectar y transportar el agua de lluvia (no infiltrada) hasta una estación de bombeo para tirarla al río, además habrá otro drenaje secundario, que tiene como finalidad evitar niveles freáticos altos y perjudiciales para la zona agrícola.

El problema de diseño del sistema de drenaje, consistirá en determinar la alternativa de diseño que reporte los máximos beneficios al menor costo, dado que, para diferentes períodos de retorno de la lluvia se tendrán diferentes necesidades de bombeo, áreas inundadas, beneficios, etc.

## 2.-Consideraciones sobre los datos de lluvia.

El dato de lluvia más importante para el diseño del sistema de drenaje agrícola es el "tren de lluvias". Este concepto debe entenderse, como la máxima cantidad de lluvia producida por varias tormentas, que ocasionan condiciones críticas de inundación. En la figura 2.1 se muestra en forma gráfica este concepto.

La determinación de los trenes de lluvia para diseño, puede hacerse construyendo una gráfica como la mostrada en la figura 2.2. En dicha gráfica se representan las alturas totales de precipitación que ocasionan los trenes de lluvia máximos de cada año, según su período de retorno, y el tipo de ecuación que ajusta tal relación ( $\bar{H}$  v.s.  $T_r$ ). Es conveniente señalar que los trenes de lluvia para diseño, deberán ser construídos determinando para cada período de retorno, con la relación:  $\bar{H}$  v.s.  $T_r$ , la altura total de lluvia, la

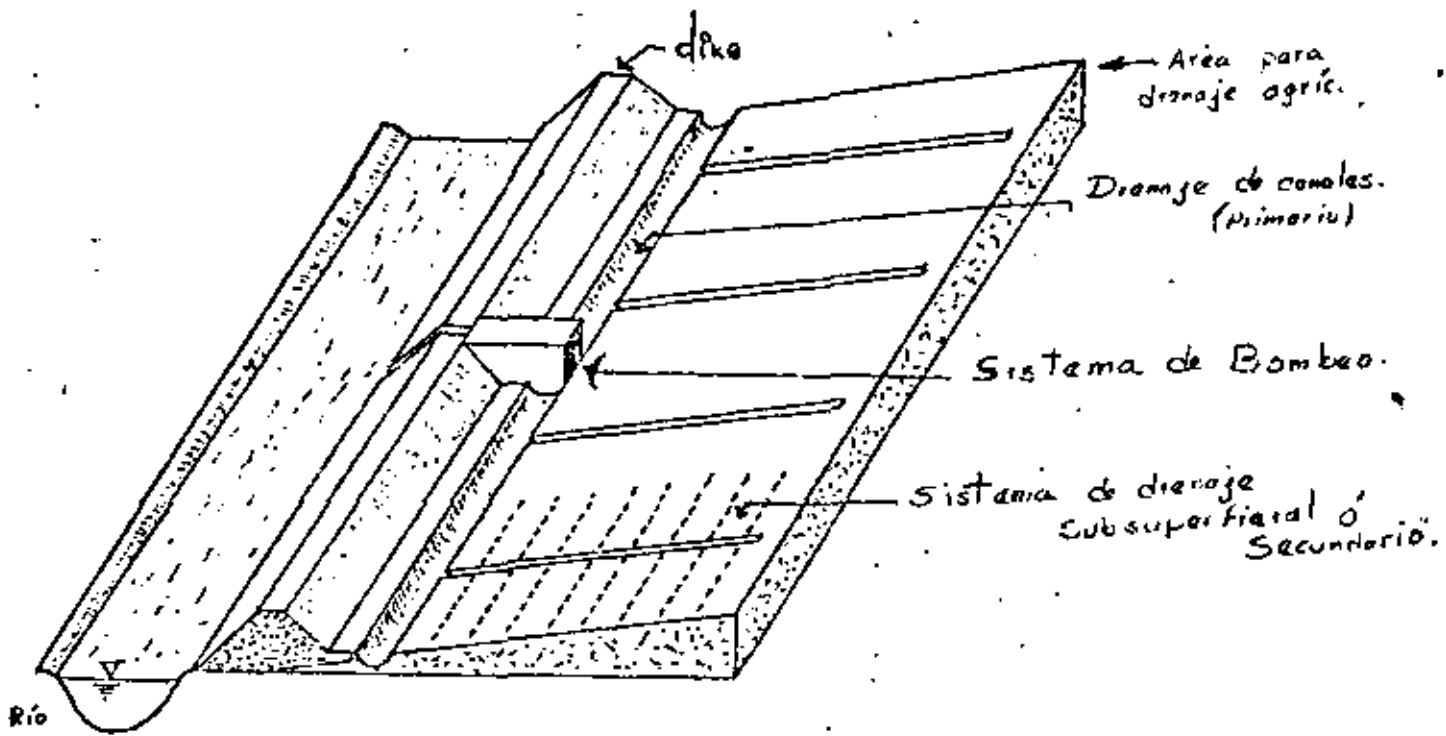


Fig. 1.1

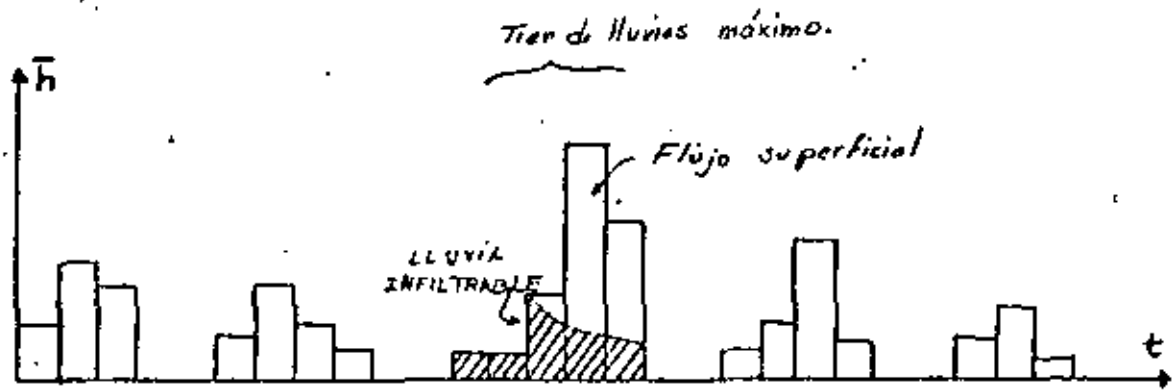


Fig. 2.1. Trenes de lluvia.

Lómina total de lluvia para el tren máximo anual.

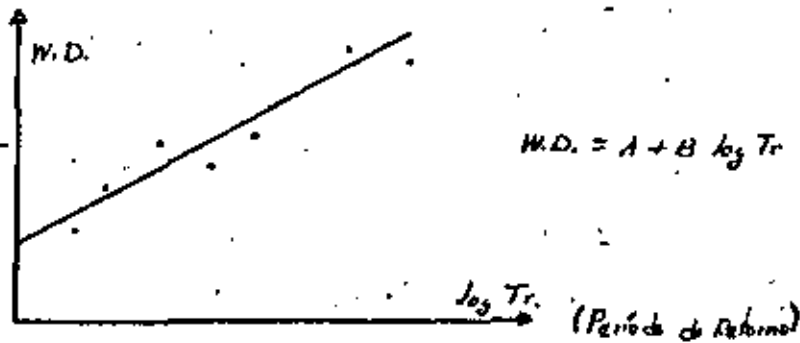
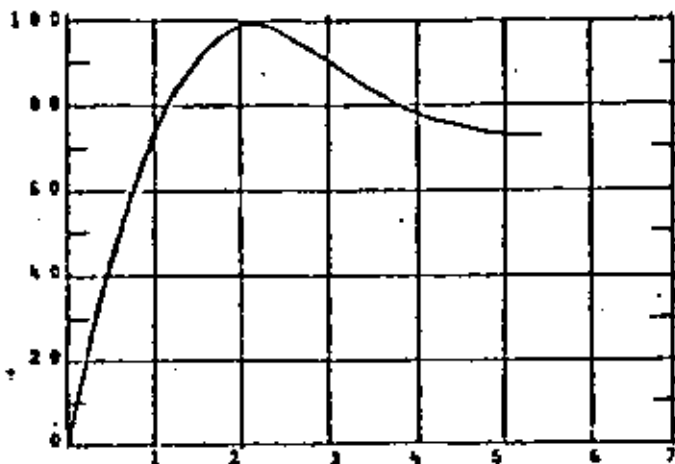


Fig. 2.2.

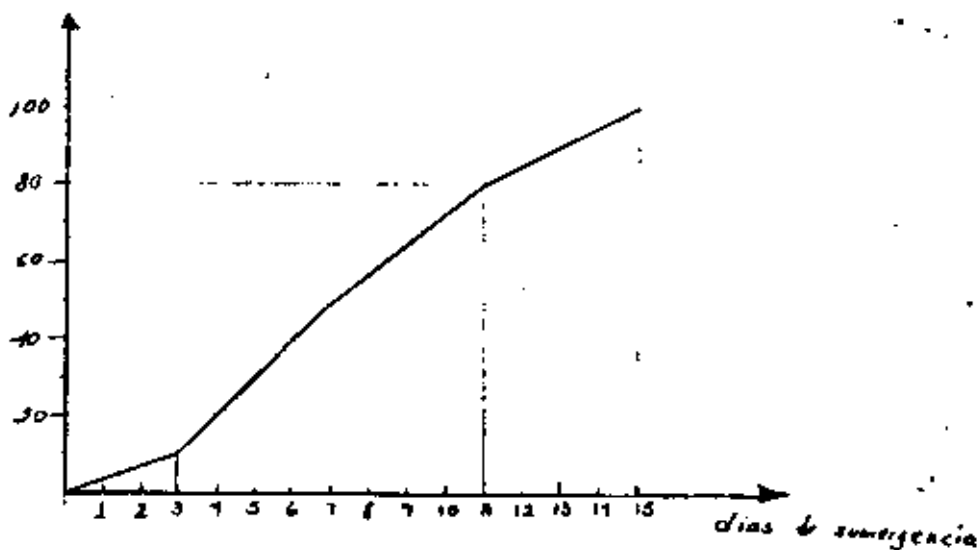
Producción del cultivo en porcentaje.



Profundidad del nivel freático medida desde la superficie del terreno e. (ft.).

Fig. 3.1

Pérdida de la producción final del cultivo en porcentaje.



Esta gráfica fue hecha con los datos reportados en la referencia No.3. y corresponde al Maíz en el mes de mayo.

Fig. 3.2.

cual deberá ser distribuida según el tren de lluvias medio anual.

### 3.-Consideraciones sobre algunos de los datos agrológicos.

Uno de los datos agrológicos mas importantes de que se deberá disponer, es la relación entre la posición del nivel freático y el rendimiento del cultivo. En la figura 3.1 se muestra un ejemplo de dicha relación (ref 2). Este servirá para diseñar el sistema de drenaje secundario, además de permitir la predicción del rendimiento en el área estudiada según la posición del nivel freático.

Otro dato importante es la determinación del descenso de producción de un cultivo según los días de inundación a que esté sometido el mismo. En la figura 3.2 se muestra una relación que ejemplifica este concepto (ref. 3).

### 4.- Mecanismo de inundación.

Supóngase que en el área que se desea drenar, no existe ninguna obra de drenaje. Entonces, para cada período de retorno, se tendría una cierta área de inundación, la cual, según puede observarse en la figura 4.1 consta de tres partes: zona con inundación total, zona con inundación parcial, y zona libre de inundación. Sin embargo si se colocara un sistema de bombeo, se tendría que las áreas inundadas, variarían según la capacidad del sistema de bombeo, y este a su vez depende del período de retorno con el que se estuviera diseñando. Dicho en otras palabras, para cada sis-

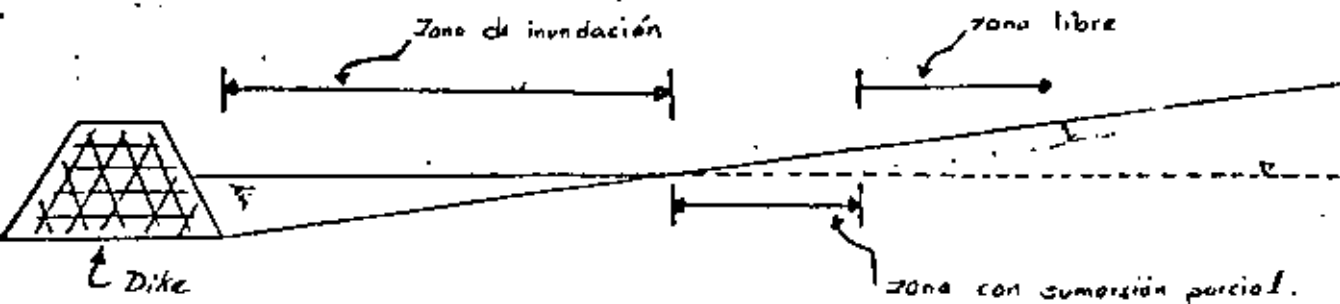
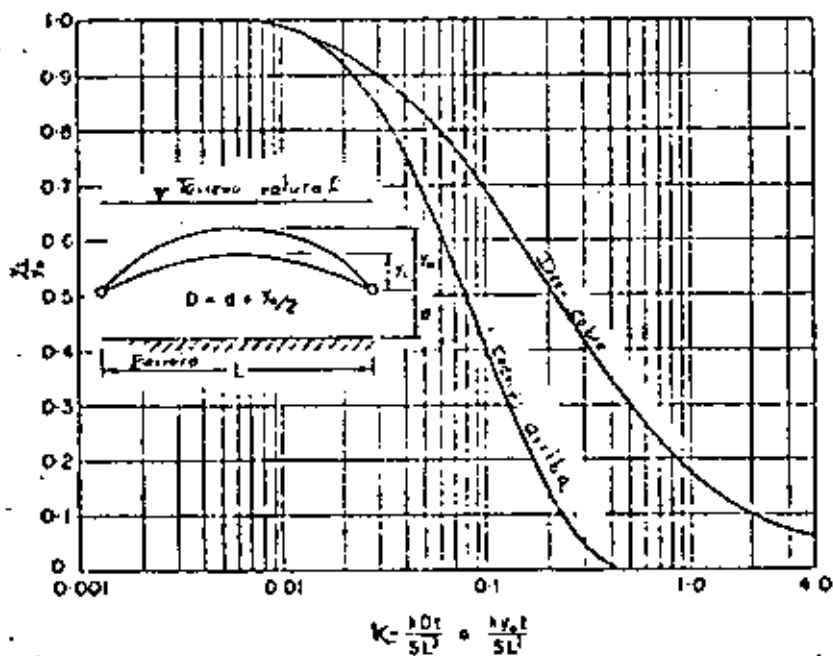


Fig. 4.1



$k$  = Conductividad Hidráulica

$y_0$  = Altura inicial del nivel freático a la mitad de la dist. entre drenes.

$d$  = Distancia de los drenes. a la barrera impermeable

$L$  = Espaciamiento entre drenes

$y_e$  = Altura del nivel freático en el tiempo  $t$

$s$  = Conductividad o cedencia específica.

$t$  = tiempo de drenado.

Fig. 7.1

tema de bombeo propuesto ( para cada Tr ) habrá necesidad de determinar la producción agrícola de acuerdo a las características ( ó magnitud ) de la inundación.

#### 5.- Determinación de las alternativas de drenaje.

Para efectuar el análisis de factibilidad económica deberán ser determinadas antes las posibles alternativas técnicas.

Para ello se propone el siguiente procedimiento:

a) Calcular para cada período de retorno el tren de lluvias representativo.

b) En cada tren de lluvias, determinar mediante algún procedimiento hidrológico la parte de la lluvia que se infiltra y la que escurre (ref 1).

c) Proponer para un Tr. una alternativa de bombeo.

d) Para esa alternativa de bombeo, determinar en cada Tr las zonas con inundación total, parcial y libre. Esto se puede hacer mediante un balance hidráulico que considere el agua que aporta el tren de lluvias, el agua que está sacando el sistema de bombeo y el agua almacenada en cada zona del área por drenar.

e) Hasta aquí se ha calculado para una alternativa de bombeo, y para cada Tr. Las áreas con inundación total, parcial y las libres. Con esto y como se verá mas adelante, es posible determinar el daño evitado para esa alternativa de bombeo en cada Tr.

f) Repetir el procedimiento para otras alternativas de bombeo ( otros Tr. )

g) Cada alternativa de bombeo llevará implícito un sistema de drenaje primario, ya que para cada gasto de bombeo, habrá necesi-

idad de diseñar el sistema de canales. Esto se detallará posteriormente.

#### 6.- Diseño del sistema de drenaje primario.

Para cada gasto del sistema de bombeo (art. 5) se deberán diseñar los canales de drenaje tomando en cuenta que la suma de los gastos de cada canal y la capacidad de almacenamiento de la zona de recolección deben ser congruentes con el sistema de bombeo propuesto. De esta manera es posible fijar el gasto de diseño de cada canal. Sin embargo conviene señalar dos consideraciones prácticas importantes: a) Se deben escoger pendientes y secciones que produzcan velocidades no erosivas y b) Se recomienda que la capacidad de los canales sea suficiente para almacenar el escurrimiento originado por la lluvia del primer día del trazo de lluvias máximo anual.

#### 7.- Diseño del sistema de drenaje secundario (ó subterráneo).

El diseño de este tipo de sistemas, consiste en determinar fundamentalmente el espaciamiento y la profundidad de los drenes.

El sistema de drenaje secundario consiste en un sistema de tubos ( ó zanjas ) paralelas colocadas a cierta profundidad de la superficie del terreno, que tienen por objeto abatir el nivel freático del terreno para evitar condiciones desfavorables en los cultivos.

La profundidad de los drenes se recomienda entre 1.5 y 2 veces la profundidad óptima del nivel freático. El espaciamiento debe determinarse considerando el movimiento transitorio del nivel freático. Esto se puede hacer mediante un balance hídrico del agua

① día	② $y_c$	③ Aparle de la lluvia	④ $y_c = ② + ③$	⑤ $(\frac{y_c}{y_u})_{inicial}$	⑥ K	⑦ $K + \Delta$	⑧ $(\frac{y_c}{y_u})_{final}$	⑨ $y_t$ Final
1	14cm	13cm	27cm	0.30	.140	0.170	0.31	19cm
2	19	20cm	39	0.43	.095	0.135	0.32	29
3	29	17cm	46	0.51	.080	0.110	0.32	34
4								
5								

Los cálculos numéricos fueron hechos con  $y_u = 90$  cm y  $\Delta = 0.03$

Fig 7.2. Balance hídrico para drenaje secundario.

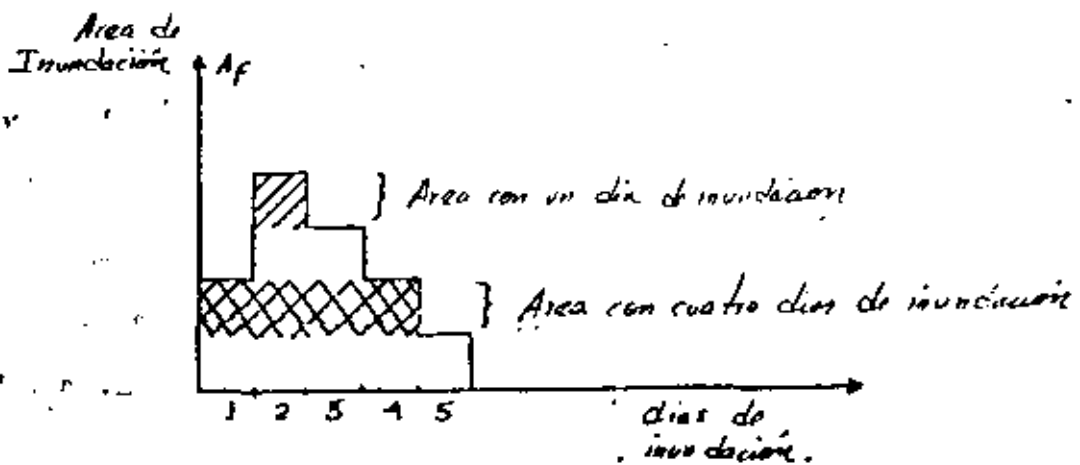


Fig. 8.1.



que fluye hacia los drenes, la que queda almacenada en el terreno y el aporte por lluvia. Una manera de hacer dicho balance es utilizando el criterio de flujo transitorio ( ref 4 ) para el abatimiento del nivel freático con drenes. En la fig. 7.1 se muestra la gráfica para determinar tal movimiento.

El balance antes referido puede hacerse con ayuda de la tabla mostrada en la figura 7.2. Donde el proceso de cálculo es como sigue; ( la simbología coincide con la de la figura 7.1 )

- 1) Día de análisis.
- 2)  $Y_t$ , altura del nivel freático respecto a los drenes.
- 3) Ingreso. Altura de lluvia que se infiltra en el terreno (tomando en cuenta el rendimiento ó cedencia específica)
- 4)  $2) + 3) = Y_c$
- 5)  $( Y_c / Y_o )$  inicial. Donde  $Y_o$  es la altura inicial de nivel freático.
- 6)  $K$ , valor determinado con  $Y_c/Y_o$  y la gráfica 7.1.
- 7)  $K + \Delta$ ,  $\Delta$  es un valor supuesto y constante en el cálculo. Será necesario comprobarse (después del balance, que el promedio de las alturas del nivel freático este debajo de la zona de la profundidad óptima del nivel freático. De no ser así es necesario proponer otro valor de  $\Delta$  y repetir el cálculo.
- 8) Con  $K + \Delta$  y la gráfica 7.1 determina el valor final de  $(Y_c/Y_o)$  y despejar  $Y_c$ , valor que será substituido como  $Y_t$  en la columna 2) para el cálculo en el siguiente día.

El balance deberá ser realizado por varios días hasta estar seguro que las condiciones críticas han sido simuladas. Cuando

el balance haya sido satisfactorio el espaciamiento entre drenes

podrá calcularse con la ecuación :

$$L = \sqrt{\frac{K D t}{\Delta S}}$$

### 3.- Daños y beneficios.

En los sistemas de drenaje agrícola, los beneficios d deben ser interpretados como el daño evitado.

Como se vió en el artículo 5, es posible determinar el tipo de inundación en cada zona del área drenada para cada período de retorno, de tal manera que con los datos agrológicos discutidos en el artículo 4, es posible determinar la producción de los cultivos según el tipo de inundación que se tenga, de la siguiente manera: con el balance hídrico descrito en el art. 4 (inciso d) es posible determinar una gráfica como la mostrada en la figura 3.1, la cual relaciona las áreas totalmente inundadas, con los días que dura la inundación. De esta manera podrían determinarse las áreas parcialmente inundadas y las libres. El rendimiento total según el área y grado de inundación puede entonces obtenerse con la siguiente expresión:

$$Y = C \sum_{i=1}^n A_i F_i$$

donde: Y = Producción final de la zona ( ton/ha )

i = Índice para cada área, según el tipo de inundación y los días de sumergencia.

A<sub>i</sub> = Área con algún tipo de inundación. (ha). (Fig. 3.1)

C = Producción óptima del cultivo. ( ton/ha)

F<sub>i</sub> = Factor que depende del tipo de inundación y el número de días de la misma. ( Este factor puede verse en las figuras 3.1 y 3.2).

Hasta aquí se ha presentado la manera de determinar el rendimiento de la zona de drenaje, según las características y magni-

tud de la inundación. Por lo tanto es posible determinar una gráfica, que relacione las pérdidas evitadas y la probabilidad de ocurrencia ( $1/Tr$ ). Esta relación se presenta en la figura 8.2. Obsérvese que el área bajo cada curva ( $Tr.$ ) representa la esperanza de beneficio y la parte superior la esperanza de pérdida. Siendo cada curva la representación de los beneficios obtenidos con el diseño del sistema de drenaje para cada período de retorno. Nótese que es necesario también determinar los beneficios cuando no existen obras de drenaje.

## 9.- Análisis económico.

El análisis económico deberá hacerse tomando en cuenta el valor presente de los costos para cada alternativa (Diques, canales, drenaje subsuperficial, nivelación, bombeo, mantenimiento, etc.) Esto se debe hacer considerando un horizonte económico y un cierto interés. Con los costos así obtenidos es posible determinar una gráfica similar a la presentada en la figura 9.1. Dicha gráfica relaciona los costos actualizados de las obras para cada  $Tr.$  y la esperanza de beneficio determinada en el artículo anterior.

Finalmente el análisis de factibilidad económica podrá hacerse con la gráfica 9.1, sabiendo que la máxima diferencia de ordenadas (en este caso en la parte derecha de la gráfica) será la alternativa mas adecuada.

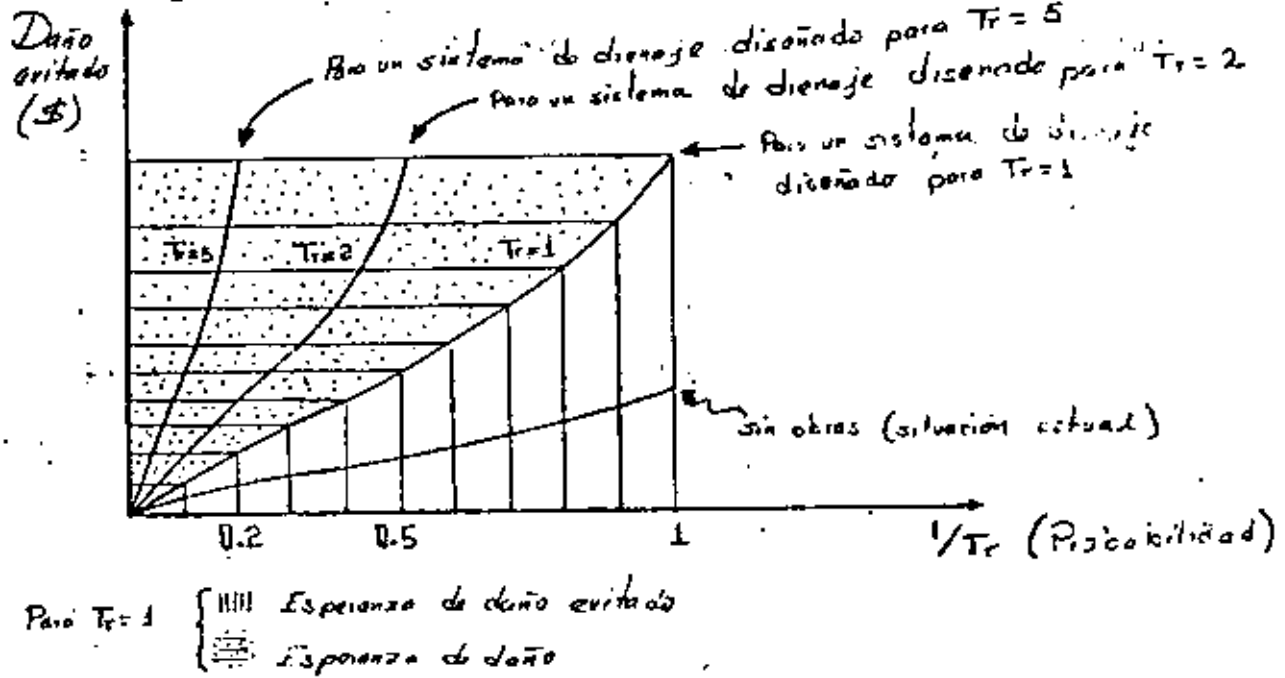


Fig. 8.2

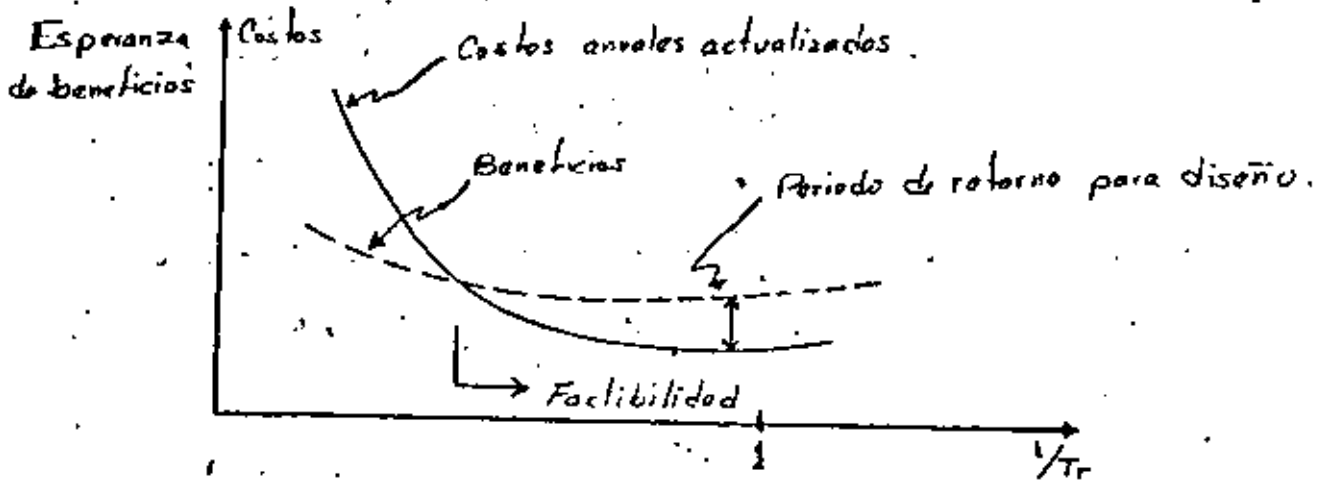


Fig. 9.3.

## Bibliografía:

- 1.- Schwab C.O. , Frevert R.K, Edminster P.H., Burns R.H. "Soil and water conservation engineering". Ed. John Wiley & Sons, Inc. 1966.
- 2.- Luthin, J.H. 1967. " Drenaje de tierras agrícolas " Ed. Limusa Wiley, S.A. México.
- 3.- Poirée H. & Ollier Ch. "Assainissement Agricole". Ed. Eyrolles 1969. París.
- 4.-Luthin J.H. 1966 " Drainage Engineering ". John Wiley & Sons, Inc. New York.
- 5.- Secretaría de Recursos Hidráulicos de México. " Proyecto de zonas de riego " S.R.H. México,1973.
- 6.- Soil Conservation Service U.S. Department of Agriculture. "Drainage of agricultural land". Ed. Water information center, Inc. Port Washington, New York. 1973.
- 7.-J.L. Sánchez B. "Estudio para el diseño de drenaje agrícola" Instituto de Ingeniería .UNAM. mex. 1974.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VII. 1.- DRENAJE AGRICOLA, HIPOTESIS DE DUPUIT, TEORIA DE  
DUPUIT FORCHHEIMER, DISTRIBUCION DE LA PRECIPITA-  
CION Y DE LA ESCORRENTIA

DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ-SANCHEZ

OCTUBRE, 1979





VII.1.- Drenaje agrícola. Hipótesis de Dupuit. Teoría de Dupuit Forchheimer. Distribución de la precipitación y de la escorrentía

Dr. José L. DE PACO

(1)

No siendo el objeto de este estudio el entrar en el detalle de cada una de estas propiedades lo que implicaría apartarnos de lo que pretendemos, nos limitaremos a enunciar brevemente algunas de ellas que, por su inmediata aplicación en el drenaje, habremos de manejar constantemente.

Aparte de las condiciones ajenas al suelo como lo son el régimen de lluvias y necesidades de agua de riego, sobre las que poco podemos actuar, hemos de tener en cuenta estos otros factores, intrínsecos a él, de forma que mediante la consideración de unos y otros, podamos llegar a conseguir una situación de equilibrio en la que sean mínimos los daños ocasionados con vistas siempre a realizar una inversión rentable.

Con este objeto, estudiaremos la porosidad total, capacidad de retención, porosidad efectiva y permeabilidad como propiedades más importantes, entrando después en materia con las hipótesis de Dupuit y teorías de Dupuit-Forchheimer, lo cual nos permitirá abordar los problemas que nos ocupan.

**2.1. Porosidad total, capacidad de retención y porosidad efectiva (\*)**

Porosidad total es el volumen de suelo no ocupado por partículas sólidas expresado como porcentaje del volumen total.

Supongamos una serie de partículas esféricas de radio  $r$ , en la disposición de un cubo indicada en la figura 3.

(\*) También se la denomina porosidad eficaz.

---

(1).- José L. DE PACO.- "Drenaje agrícola. Teoría y bases de cálculo. Ministerio de Agricultura. Madrid, 1969.



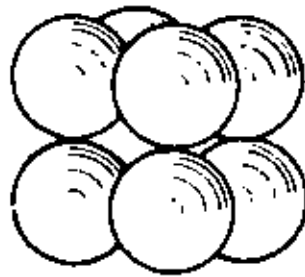


FIG. 3.—Partículas esféricas ocupando los vértices de un cubo.

Considerando como volumen total el del cubo tangente a las ocho esferas, tendremos:

$$\begin{aligned} \text{porosidad} &= \frac{\text{Volumen total} - \text{Volumen de sólidos}}{\text{Volumen total}} 100 = \\ &= \frac{(4r)^3 - 8 \frac{4}{3} \pi r^3}{(4r)^3} 100 \end{aligned}$$

es decir:

$$P = \left(1 - \frac{\pi}{6}\right) 100 = 47,64 \%$$

vemos, pues, que, en esta disposición ideal, la porosidad es independiente del tamaño de las esferas y por lo tanto si, conservando la misma disposición espacial, éste disminuye, aquélla permanece constante. Sin embargo, hemos de llamar la atención sobre un hecho muy importante y es que si bien el porcentaje de huecos es el mismo, el tamaño de los poros disminuye como es lógico al reducirse el diámetro de las partículas sólidas.

Esto, que sirve para dar una idea del problema, es mucho más complicado en los suelos agrícolas debido a que, en éstos, los granos, variables en su forma y tamaño, se encuentran unidos unos a otros formando aglomerados que, a su vez, dejan entre ellos espacios porosos mayores que los que dejarían las partículas que los constituyen si estuvieran en el suelo intimamente mezcladas, pero sin formar estos grumos.



De lo expuesto se deduce la gran diversidad del tamaño de poros que existe en un suelo siendo distinto su comportamiento respecto al agua como se ve a continuación.

Para que el agua circule por gravedad, el diámetro de éstos debe ser superior a 30 micras aproximadamente.

Se designa por microporosidad la parte de volumen de poros (expresada también como porcentaje de volumen total) susceptible de retener el agua en contra de la acción de la gravedad y está relacionada con el concepto de capacidad de retención, determinada en el laboratorio por el método de la Humedad Equivalente —agua retenida en un suelo de volumen dado al someterlo a una aceleración de 1.000 g. durante sesenta minutos—. Este método da una buena estimación para valores comprendidos entre el 12 y el 30 %.

La diferencia entre la porosidad total y la microporosidad se denomina macroporosidad o porosidad efectiva que como se verá entra, ésta última, a formar parte de algunas fórmulas expuestas más adelante.

El concepto de porosidad efectiva es de gran interés dentro del drenaje para considerar las variaciones de nivel freático debidas a la carga (cuando la capa superior se encuentra en su capacidad de retención, es decir, con los microporos llenos de agua) y descarga de un acuífero, pues  $H$  mm. de agua equivaldrán a  $H/p$  (siendo  $p$  esta porosidad efectiva) mm. de aumento o descenso del nivel del agua en el suelo como muestra la figura 4. *Ver nota 2.1. pg 15.*

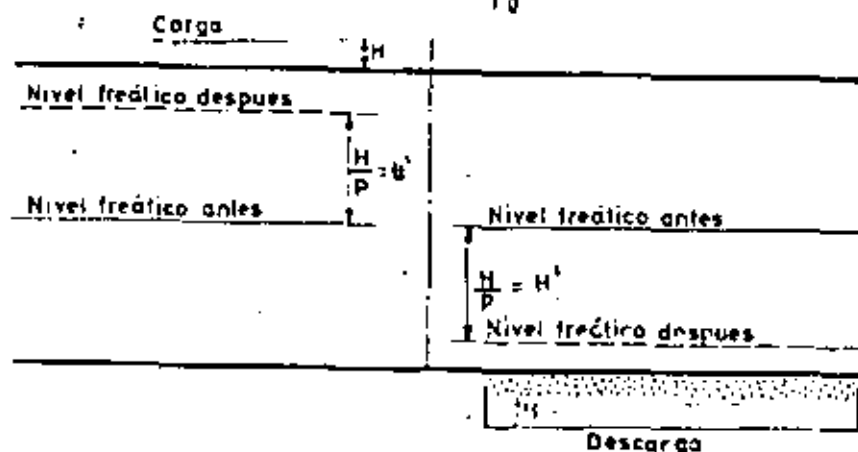


FIG. 4.—Variaciones del nivel freático con la carga y descarga del acuífero.

*Nota 2.1. Si H es en altura de agua, se f. equivalentes a altura de porosidad p, se obtiene  $H - H \cdot p = H \cdot p \cdot p = H \cdot p^2 = H/p$*



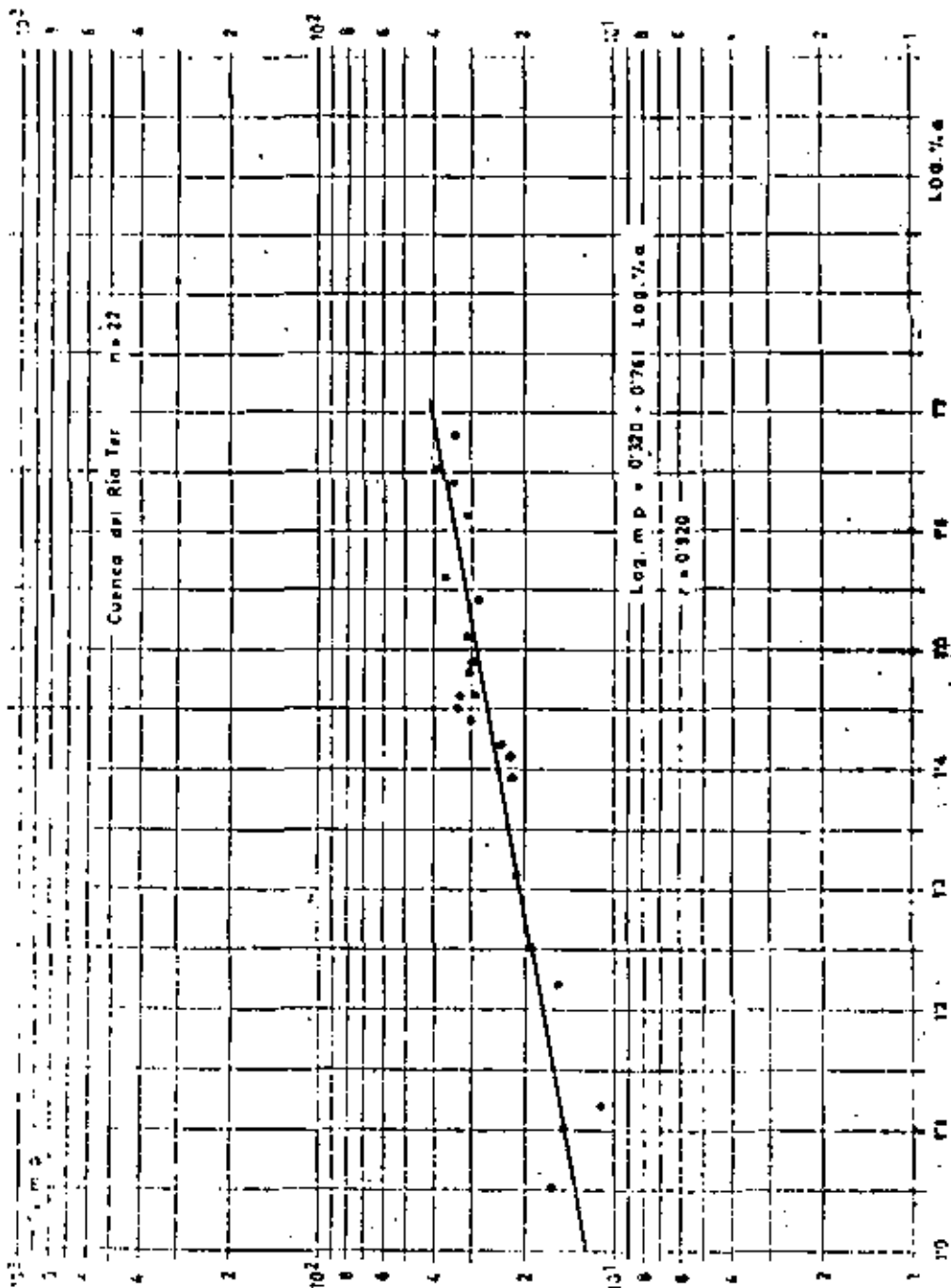


Fig. 5--Relación entre microporosidad y porcentaje de ceniza.

Nota 21

$V_t$  = volumen total

$V_s$  = peso part. sólidas

$M$  = peso seco (en gramos)

$$P = \frac{V_t - V_s}{V_t} \cdot 100; \quad r_v = \frac{M}{V_s}; \quad \delta_a = \frac{M}{V_t}$$

$$P = \frac{\frac{M}{V_s} - \frac{M}{V_t}}{\frac{M}{V_s}} \cdot 100 = \frac{V_t - V_s}{V_t} \cdot 100 = \frac{V_t - V_s}{V_t} \cdot 100$$





El autor ha encontrado la correlación que muestra la figura 5, entre el porcentaje de microporos (% m. p.) y el de arcilla (% a) en suelos de la cuenca del río Ter en la que se exponen la ecuación encontrada por métodos estadísticos entre ambas magnitudes, el número de puntos ensayados (n) y el coeficiente de correlación (r) que viene a comprobar la idea, sobre la que hemos hablado, de la disminución del tamaño de los poros (aumentó relativo de la microporosidad) al disminuir el diámetro de las partículas (aumento relativo del porcentaje de arcilla).

La porosidad en el laboratorio se determina mediante la fórmula

$$\% P = \frac{D_r - D_a}{D_r} 100$$

en la que  $D_r$  es la densidad real y  $D_a$  la aparente. Ver nota 22 pp. 15

$$P = \theta_c + \beta.$$

## 2.2. Permeabilidad

Experimentando con suelos arenosos llegó Darcy (1856) a la conclusión de que el caudal que atraviesa una muestra  $M$ , es proporcional a la sección  $s$ , a la pérdida de carga  $h_1 - h_2$ , e inversamente proporcional a la longitud  $l$  de ésta (figura 6).

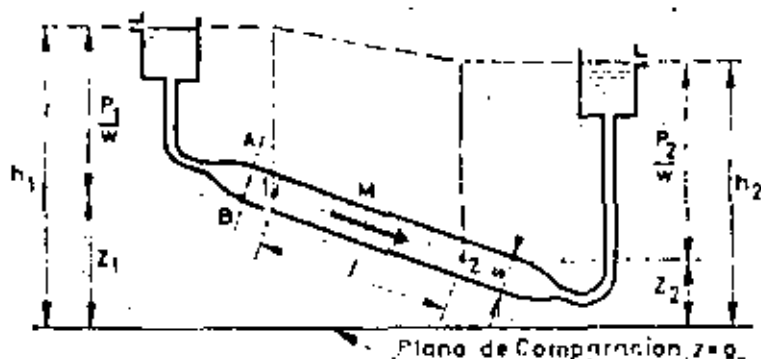


FIG. 6.—Experimento de Darcy.

es decir:

$$q = K \cdot \frac{h_1 - h_2}{l} \cdot s \quad [1]$$



$$v = K \cdot \frac{h_1 - h_2}{l} \quad [2]$$

Esta velocidad es aparente y está ligada con la teórica  $V_t$  dentro de los poros accesibles al agua en movimiento, por la relación:

$$v = nV_t \quad [3]$$

donde  $n$  es la porosidad ocupada por el agua.

La constante de proporcionalidad se denomina permeabilidad y tiene las dimensiones de una velocidad al venir expresada la pérdida de carga como una longitud.

Considerando  $s$  y  $l$  constantes, la ley expresada por la ecuación [1], no es válida cuando se aumenta la pérdida de carga indefinidamente ya que a partir de cierto valor, de ésta, los caudales aumentan menos que proporcionalmente (figura 7).

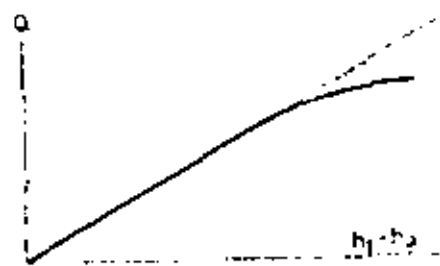


FIG. 7.—Desviación de la ley de Darcy para gradientes elevados

La comparación de la ecuación [1] con la de Poiseuille para movimiento de líquidos en tubos capilares,

$$q = \frac{\pi \cdot w \cdot d^4}{128 \mu} \cdot \frac{h_1 - h_2}{l} \quad [3]$$



donde  $\mu$  es la viscosidad,  $d$  el diámetro del tubo y  $w$  el peso específico del líquido, conduce a la expresión

$$K = \frac{1}{32} d^2 \cdot \frac{w}{\mu} = K' \frac{w}{\mu} \quad [4]$$

ecuación que descompone la permeabilidad  $K$  en tres factores  $w$ ,  $\mu$  y  $K'$ , que se denomina permeabilidad intrínseca con dimensiones  $[L^2]$  y que tiene la ventaja de definir un valor independiente de las características del líquido.

La ecuación [4] demuestra cómo las medidas de permeabilidad están afectadas por la temperatura, ya que ésta influye sobre los valores  $\mu$  y  $w$ . Como norma práctica, para una determinada muestra se adopta la expresión

$$Kt_2 = Kt_1 \frac{\mu_1}{\mu_2} \quad [5]$$

que indica la proporcionalidad inversa entre permeabilidad y viscosidad. La influencia de la temperatura sobre  $w$  es mucho menor.

Debido a este hecho, y para hacer comparables los diversos ensayos, deben referirse todos ellos a una temperatura común, por ejemplo, de 10° C.

En la Tabla núm. I se dan los valores de la viscosidad (en poises) del agua a diferentes temperaturas.

TABLA NUM. I

<i>Temperatura en °C.</i>	<i>Viscosidad</i>
10	1.25
20	1.00
25	0.90
30	0.81

Aparte de la influencia que efectivamente ejercen sobre la permeabilidad diversas propiedades específicas del suelo, como son el tamaño de las partículas que lo forman, el contenido en materia orgánica, etc., es lógico pensar que el porcentaje de macroporosidad tenga también mar-

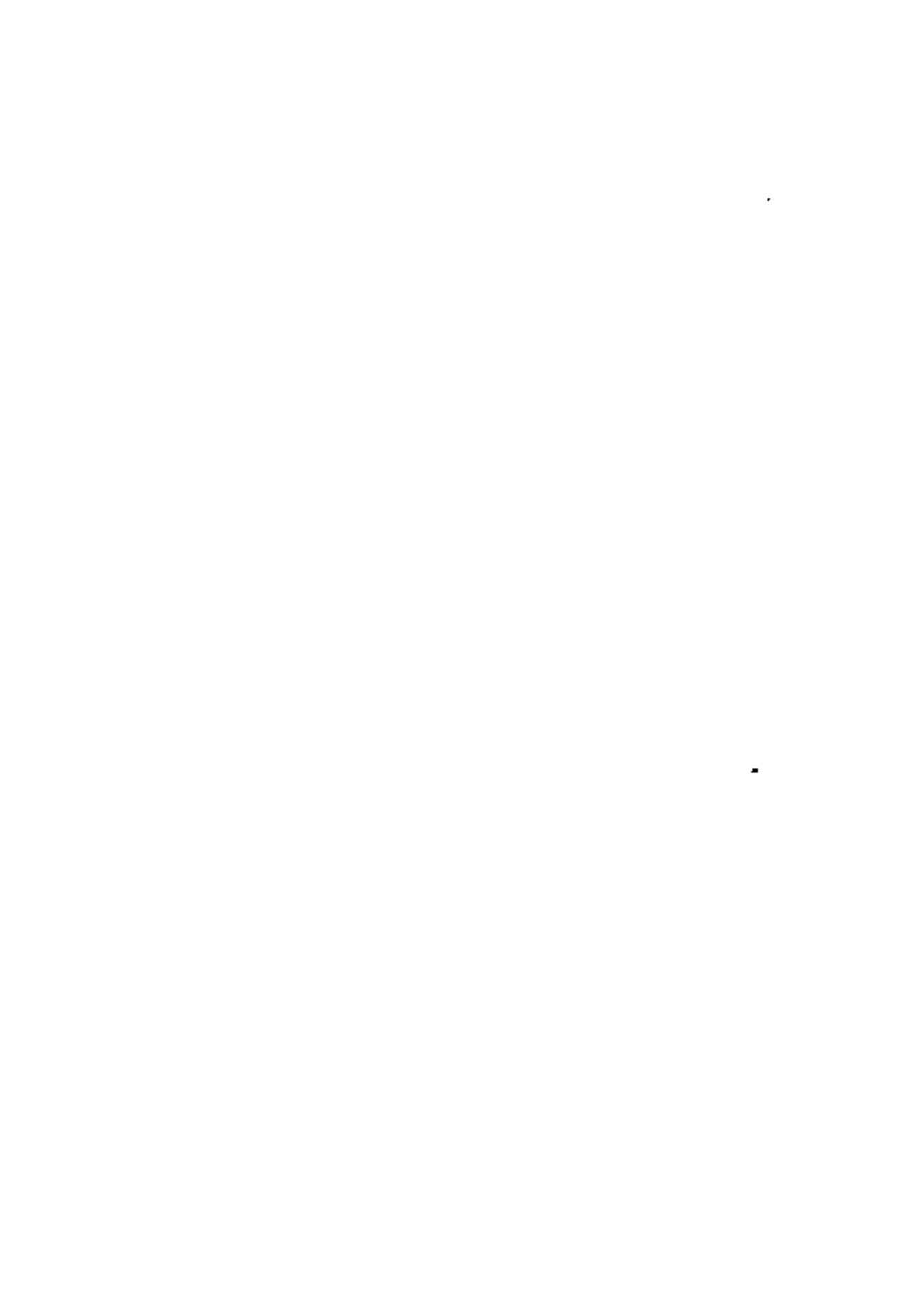


FIG. 8.—Correlación entre permeabilidad y porcentaje de microporosidad.

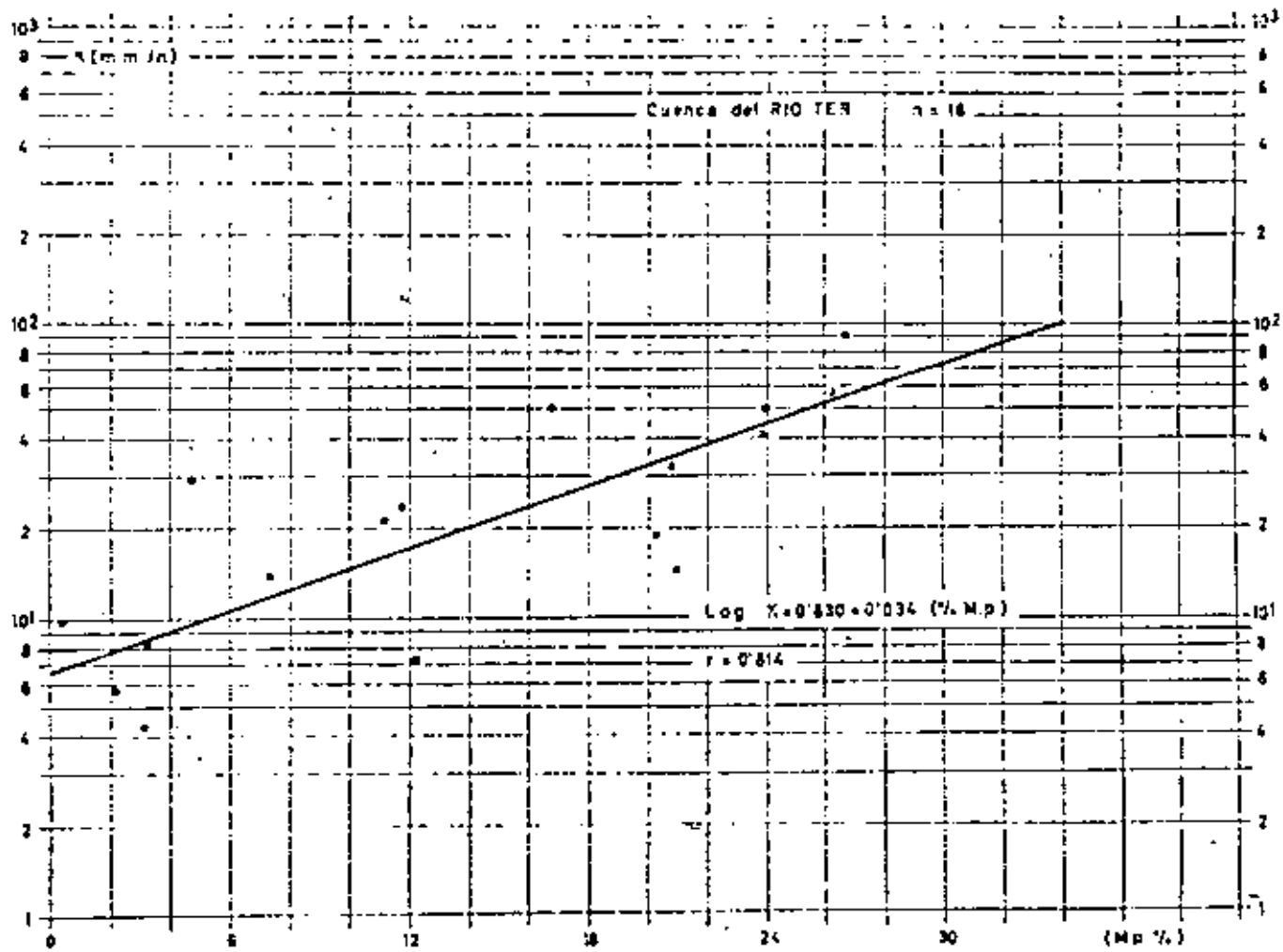
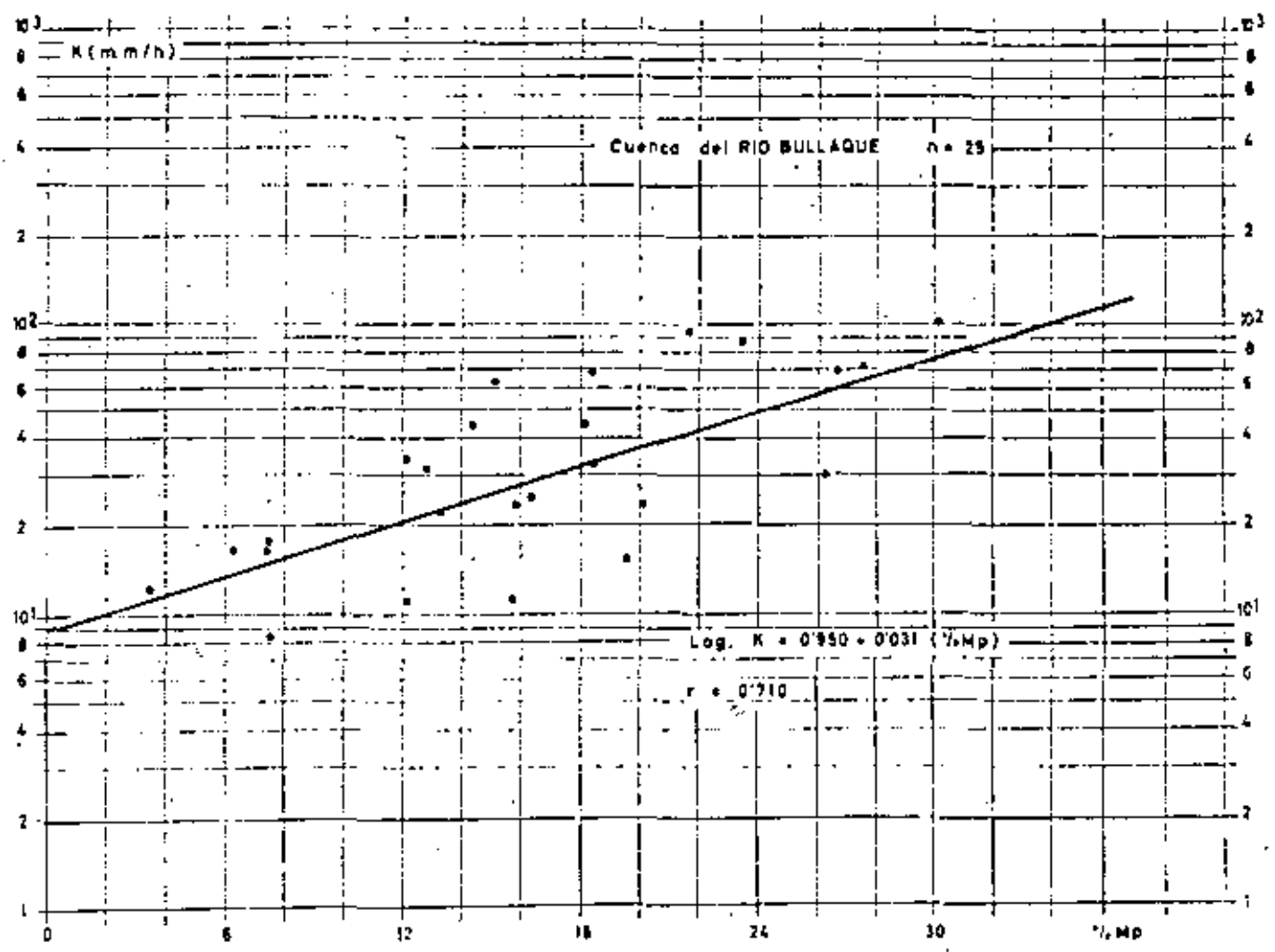
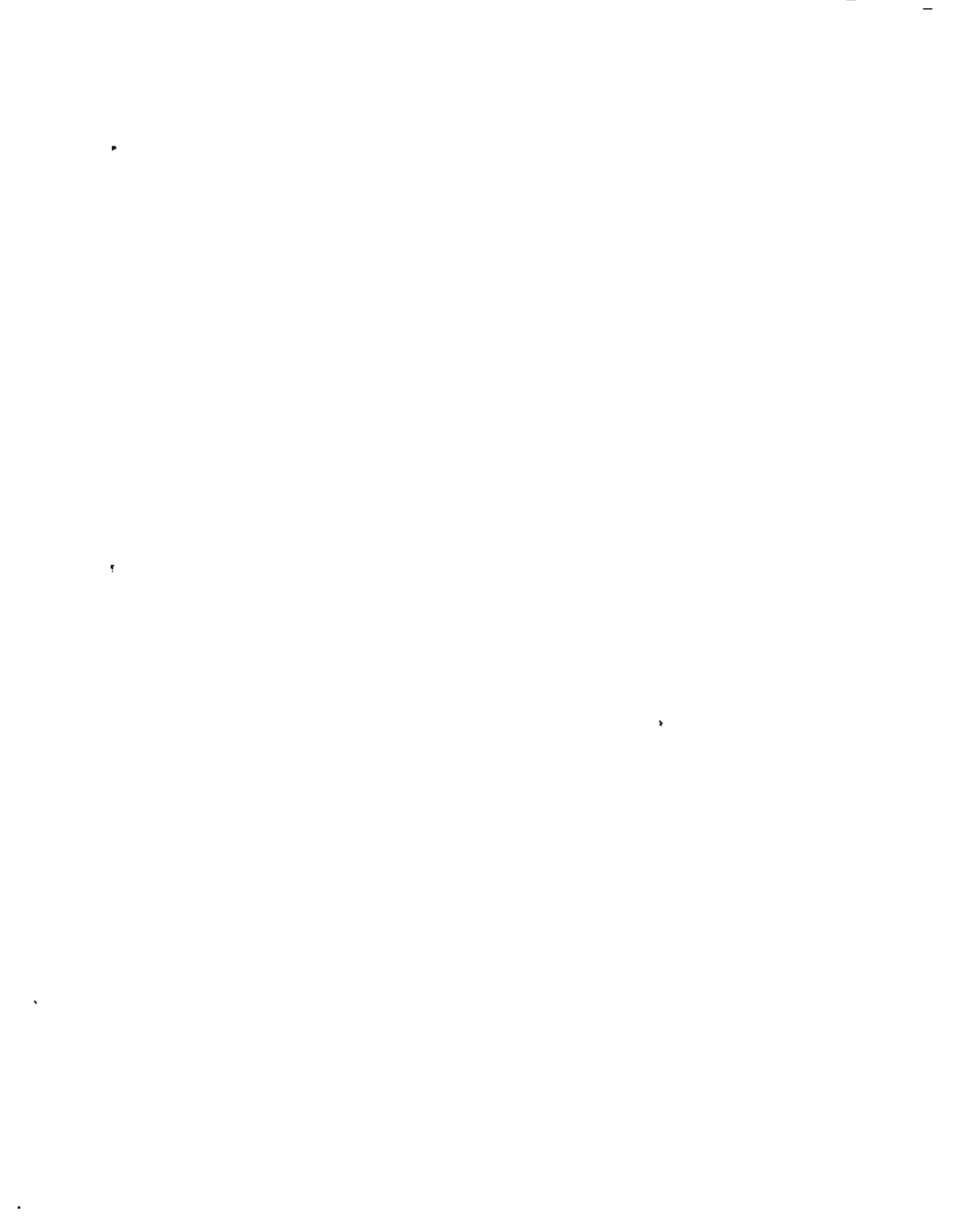






Fig. 9.—Correlación entre permeabilidad y porcentaje de macroporosidad.





cada influencia sobre ésta, ya que es a través de los poros grandes donde se produce con más facilidad el movimiento del agua, por dominar las fuerzas de gravedad sobre las debidas a fenómenos de superficie, al contrario de lo que ocurre en los microporos.

Con esta idea, después de comparar numerosos ensayos realizados por la Sección de Física e Hidrodinámica del Suelo (C. S. I. C.), hemos obtenido las correlaciones entre permeabilidad (K) y porcentaje de macroporosidad (% Mp.), que se exponen en las figuras 8 y 9, en las que se indica su procedencia. Estas dos correlaciones, así como la ya expuesta entre porcentajes de microporosidad y de arcilla, formaban parte de un estudio más amplio incluido en nuestra Tesis Doctoral. La denominación de macroporosidad y el símbolo  $M_p$  corresponden a las de porosidad efectiva y  $p$ , de que ya hemos hablado.

### 2.3. Potencial

En una zona de saturación (fig. 10) con el agua en movimiento, la energía por unidad de peso del líquido viene determinada por la relación:

$$E = \left( z + \frac{p}{w} \right) + \frac{V^2}{2g} \quad [6]$$

en la que  $z$  es la altura sobre un plano de comparación,  $p/w$  es la altura debida a la presión (manométrica) y  $V$  es la velocidad. Dado que en general ésta suele ser muy pequeña en el movimiento a través de un suelo, el término  $V^2/2g$  puede despreciarse frente a la suma  $z + p/w$ , que define entonces el potencial en un punto M. Por ello para la zona en la que, al menos teóricamente, la porosidad total de un suelo está ocupada por agua, se define el potencial de ésta por la relación

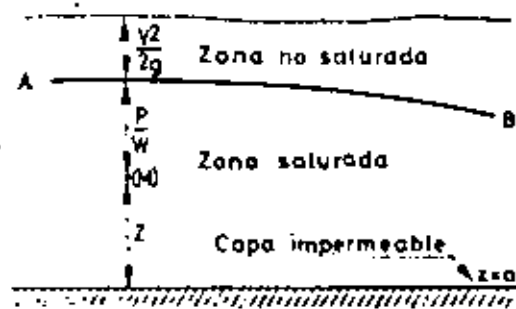


FIG. 10.—Magnitudes que componen el potencial.



$$h = z + \frac{p}{w} \quad [7]$$

es decir, por la suma del gravitacional  $z$  e hidrostático  $p/w$ , ambos expresados en alturas.

La línea AB que separa las zonas saturada y no saturada —prescindiendo de la región de elevación capilar— se denomina nivel freático.

En términos de energía por unidad de masa, la ecuación [6] se convierte en:

$$E = gz + up + \frac{1}{2} V^2$$

en la que  $v$  es el volumen específico.

## 2.4. Hipótesis de Dupuit

Las siguientes hipótesis simplificadoras de los métodos de cálculo fueron introducidas por Dupuit en 1863 y son válidas en aquellas regiones en que la pendiente del nivel freático es pequeña. Son las siguientes (fig. 11):

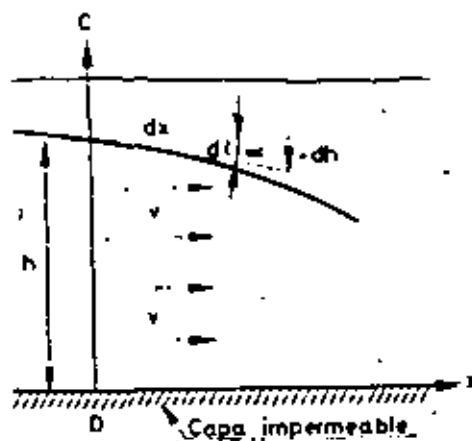


FIG. 11.—Hipótesis de Dupuit.

- 1.ª La velocidad  $v$  es horizontal en cualquier sección vertical CD.
- 2.ª La velocidad  $v$  es la misma a cualquier profundidad correspondiente a una misma sección vertical.
- 3.ª El valor  $dh/dl$  ya encontrado en la ley de Darcy puede sustituir-



se para el de  $dh/dx$  (para valores pequeños de  $\alpha$ ;  $\text{sen } \alpha \approx \text{tg } \alpha$ ), por lo que ésta puede escribirse:

$$q = -K \frac{dh}{dx} h$$

En la que  $q$  es el caudal —por unidad de espesor del acuífero— en la dirección perpendicular al plano  $hx$ .

## 2.5. Teoría de Dupuit-Forchheimer

Por ser de gran importancia en las aplicaciones prácticas expondremos la teoría desarrollada por Forchheimer en 1914, basada en las anteriores hipótesis (fig. 12).

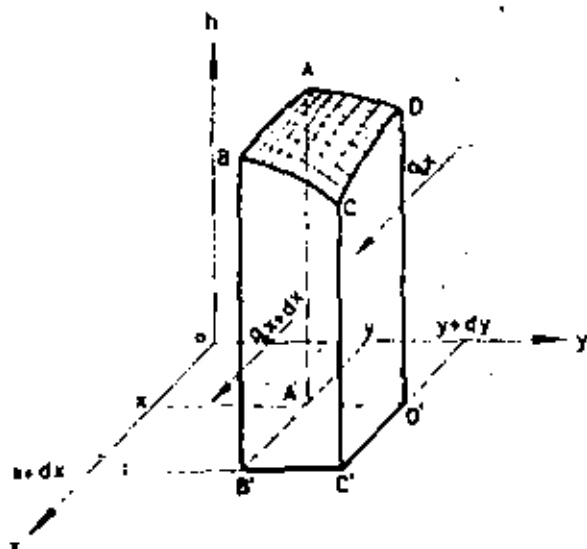


FIG. 12.

Sea ABCD la superficie libre de un acuífero correspondiente al paralelepípedo elemental indicado.

El caudal que atraviesa la cara A' ADD' será:

$$q_x = u \cdot h \cdot dy$$

y el que atraviesa la cara B' BCC' será:

$$q_{x+dx} = u_{x+dx} \cdot h_{x+dx} \cdot dy$$

en las que  $u$  es la velocidad aparente en la dirección normal y  $h$  la





altura. Por desarrollo en serie, despreciando infinitésimos de orden superior al primero, se obtiene:

$$q_{x, dx} = \left( u_0 + \frac{\delta u}{\delta x} dx \right) \cdot \left( h_0 + \frac{\delta h}{\delta x} dx \right) dy$$

desarrollando esta igualdad, despreciando infinitésimos de orden superior al segundo y restándole  $q_0$ , obtenemos el incremento de caudal entre ambas caras en la dirección  $ox$ , es decir:

$$\Delta q_x = q_{x, dx} - q_0 = \left( u_0 \cdot \frac{\delta h}{\delta x} + h_0 \frac{\delta u}{\delta x} \right) dx dy$$

Teniendo en cuenta que  $u_0 = -K \frac{\delta h}{\delta x}$ , la expresión anterior se convierte en:

$$\Delta q_x = -K \left[ \left( \frac{\delta h}{\delta x} \right)^2 + h_0 \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} \right] dx dy = -K \frac{1}{2} \frac{\delta^2 h^2}{\delta x^2} dx dy$$

Calculando de la misma forma el correspondiente  $\Delta q_y$ , se obtiene para la diferencia total suma de ambos:

$$\Delta q = -\frac{1}{2} K \left( \frac{\delta^2 h^2}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h^2}{\delta y^2} \right) dx dy = -\frac{1}{2} K \Delta^2 h^2 dx dy$$

en la que  $\Delta^2$  es el operador de Laplace. Esta expresión conduce a otras cuatro fundamentales según las hipótesis siguientes:

a) No hay carga ni descarga del acuífero.

a-1. Régimen permanente. La altura  $H$  en cada punto permanece invariable con el tiempo:

$$\Delta^2 h^2 = 0 \quad [8]$$

a-2. Régimen variable. La altura varía con el tiempo:

$$\Delta q = -p \frac{\delta h}{\delta t} dx dy$$

en la que  $p$  es la porosidad efectiva. Por lo tanto:

$$\Delta^2 h^2 = \frac{2p}{K} \frac{\delta h}{\delta t} \quad [9]$$



b) Hay carga o descarga uniformemente repartida R.

b-1. Régimen permanente:

$$\Delta^2 h^2 = -\frac{2R}{K} \quad [10]$$

b-2. Régimen variable:

$$\Delta^2 h^2 = \frac{2}{K} \left( p \frac{\delta h}{\delta t} - R \right) \quad [11]$$

## 2.6. Escorrentía total y drenaje subterráneo

Para terminar este capítulo haremos una breve referencia a la distribución del agua caída sobre el terreno, tratando de aislar la fracción que ha de extraerse por medio del drenaje subterráneo, y de paso indicar que, en el estudio de éste, cuando decimos que se produce una lluvia de intensidad R (ver párrafo 3.1.1), ésta no es la total, sino una fracción de la realmente caída sobre el terreno, variable con las condiciones topográficas, naturaleza del suelo, distribución de la lluvia, tiempo, etc.

Para aclarar las ideas expondremos brevemente la descripción sobre la distribución del agua de lluvia que, en el excelente trabajo titulado "Nociones teóricas y prácticas sobre hidrogramas", recientemente publicado por el Ministerio de Agricultura (Dirección General de Colonización y Ordenación Rural), hace el Ingeniero agrónomo don Francisco de Bouja Martí Vallbona, autor del mismo, remitiendo al citado estudio al lector interesado en este tema. En el párrafo 3.1 dice literalmente así:

"Distribución del agua de lluvia.

La figura 13 representa el yetograma (variación de la intensidad de lluvia con el tiempo) de una lluvia uniforme durante un tiempo t. El volumen total de agua es proporcional al área del rectángulo. La distribución del agua caída está representada también en la figura y es como sigue:

a) Una parte de lluvia A, en general pequeña, cae sobre superficies de agua tales como ríos, lagos, etc. Es ligeramente creciente debido al aumento de superficie de agua que con la avenida se produce.

b) ED es la escorrentía superficial que no se infiltra en ningún



b) Hay carga o descarga uniformemente repartida R.

b-1. Régimen permanente:

$$\Delta^2 h^2 = - \frac{2R}{K} \quad [10]$$

b-2. Régimen variable:

$$\Delta^2 h^2 = \frac{2}{K} \left( p \frac{\delta h}{\delta t} - R \right) \quad [11]$$

## 2.6. Escorrentía total y drenaje subterráneo

Para terminar este capítulo haremos una breve referencia a la distribución del agua caída sobre el terreno, tratando de aislar la fracción que ha de extraerse por medio del drenaje subterráneo, y de paso indicar que, en el estudio de éste, cuando decimos que se produce una lluvia de intensidad R (ver párrafo 3.1.1), ésta no es la total, sino una fracción de la realmente caída sobre el terreno, variable con las condiciones topográficas, naturaleza del suelo, distribución de la lluvia, tiempo, etc.

Para aclarar las ideas expondremos brevemente la descripción sobre la distribución del agua de lluvia que, en el excelente trabajo titulado "Nociones técnicas y prácticas sobre hidrogramas", recientemente publicado por el Ministerio de Agricultura (Dirección General de Colonización y Ordenación Rural), hace el Ingeniero agrónomo don Francisco de Botja Martí Vallbona, autor del mismo, remitiendo al citado estudio al lector interesado en este tema. En el párrafo 3.1 dice literalmente así:

"Distribución del agua de lluvia.

La figura 13 representa el yctograma (variación de la intensidad de lluvia con el tiempo) de una lluvia uniforme durante un tiempo t. El volumen total de agua es proporcional al área del rectángulo. La distribución del agua caída está representada también en la figura y es como sigue:

a) Una parte de lluvia A, en general pequeña, cae sobre superficies de agua tales como ríos, lagos, etc. Es ligeramente creciente debido al aumento de superficie de agua que con la avenida se produce.

b) ED es la escorrentía superficial que no se infiltra en ningún



momento y llega al río o barranco caminando sobre la superficie del terreno. Esta escorrentía comienza después de transcurrido un cierto tiempo desde el comienzo de la lluvia y es necesario que la intensidad de la misma sobrepase un cierto valor  $i$ , determinado por la capacidad de infiltración de la cuenca. La escorrentía superficial no recibe tal nombre hasta que no ha llegado al río. Mientras circula por la superficie en forma de lámina más o menos delgada y extensa se le llama *detención*.

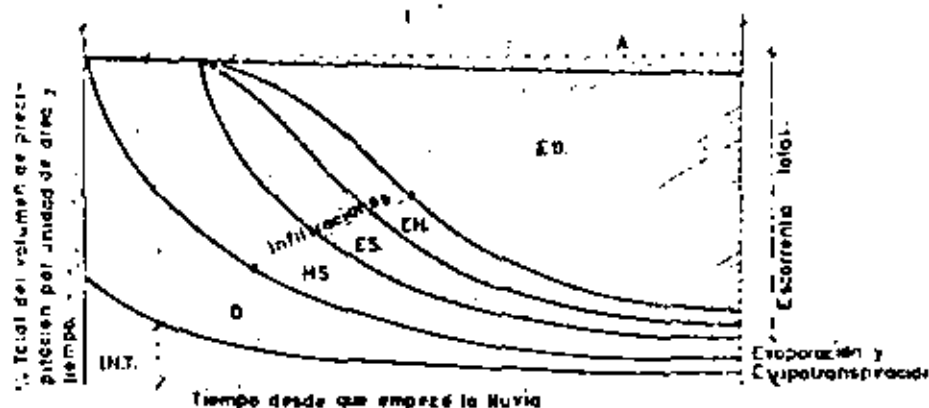


FIG. 11.—Descomposición de una tormenta de intensidad uniforme.

c) EH es la llamada escorrentía hipodérmica. Está formada por la parte de lluvia que inicialmente se infiltra, pero circula muy superficialmente por el subsuelo y vuelve a la superficie en alguna depresión o talud antes de llegar al río.

d) ES es la escorrentía de origen subterráneo. El agua que se infiltra y alcanza el manto freático de descarga en el río, circulando a través de los acuíferos. A diferencia de la escorrentía superficial que circula rápidamente, la velocidad del agua subterránea suele ser de unos pocos metros por día.

e) HS es la fracción de lluvia que se infiltra y es retenida por el suelo, incrementando su contenido en humedad. Posteriormente se evapora o es consumida por la vegetación, pero sin llegar nunca al río.

f) D es lo que se llama almacenamiento superficial, parte de agua que queda almacenada superficialmente en charcos y finalmente se evapora.





g) INT es la intercepción o parte de lluvia que queda retenida por los órganos aéreos de las plantas sin llegar al suelo. Posteriormente es absorbida por las mismas plantas o se evapora y vuelve a la atmósfera.

Así, pues, del agua total caída sólo una parte (la rayada) llega al río, recibiendo en ese instante el nombre de escorrentía; el resto, directa o indirectamente, vuelve a la atmósfera. Al principio la casi totalidad de la precipitación es absorbida por la intercepción, almacenamiento superficial y la humedad del suelo. A medida que transcurre el tiempo la capacidad de almacenamiento del follaje y depresiones del terreno se va saturando y la cantidad de lluvia disipada por estos conceptos termina por hacerse más o menos constante e igual a la evaporación. Análogamente la fracción HS correspondiente a la humedad del suelo se hace constante e igual a la evapotranspiración.<sup>21</sup>

La infiltración total es:

$$I = EH + ES + HS$$

denominándose infiltración directa a la suma  $ES + HS$ , concepto de la mayor importancia para el estudio de la escorrentía directa, como se veía en los capítulos 7 y 8.

$$I_d = ES + HS$$

El agua que se mide en la estación de aforos y que entra a formar parte del hidrograma es:

$$Q = A + ED + EH + ES$$

Si nos referimos a las aguas a extraer de la superficie agrícola útil, es decir, descontando ríos, lagos, etc., tendríamos para éstas las cantidades

$$Q_a = ED + EH + ES$$

que constituyen la escorrentía total.

Podemos denominar entonces a la suma  $ED + EH$  drenaje superficial, y a la  $ES$ , drenaje subterráneo, porcentaje este último del total de agua caída a que nos referíamos al principio de este párrafo. La inclusión de la fracción  $EH$  dentro del drenaje superficial se desprende de su propia definición. (Ver capítulos 7 y 8.)

Como se ve, la distribución del agua de lluvia en cada una de las formas anteriores, incluso suponiendo ésta de intensidad constante, es variable a lo largo de su duración, aumentando unos factores y dismi-



mayendo otros. De aquí las dificultades con que tropieza el estudio del drenaje como régimen permanente, ya que la magnitud ES correspondiente a R, en el caso que abajo indicamos, según la anterior nomenclatura, no permanecería constante en intensidad, ni siquiera aunque lo fuese la de la tormenta. Sobre este punto insistiremos más adelante.

Por otro lado, la propia topografía, naturaleza y propiedades intrínsecas al suelo ejercen de hecho una fuerte influencia en cuanto a esta distribución, siendo evidente que el factor ES, del que proviene la recarga del acuífero que ha de ser drenado, será mucho mayor, relativamente, en un terreno llano, horizontal y de buena capacidad de infiltración, siendo ésta la causa por la que, de una forma no rigorista, tomemos para el régimen permanente  $ES = R$ , como caso más desfavorable.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería. unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VII. 2.- TEORIA GENERAL DEL DRENAJE SUBTERRANEO EN REGIMEN PERMANENTE. FORMULAS PARA EL CALCULO DEL ESPACIAMIENTO ENTRE DRENES

DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ-SANCHEZ

OCTUBRE, 1979



VII.2.- Teoría general del drenaje subterráneo en régimen permanente. Fórmulas para el cálculo del espaciamiento entre drenes.

Dr. José L. DE PACO

(1)

Con vista a las aplicaciones prácticas podemos hacer dos grandes grupos en cuanto a las hipótesis que se establecen, correspondiendo unas al régimen permanente y otras al régimen variable.

En el primero se supone que se ha llegado a un equilibrio entre la cantidad de agua que cae y la que es evacuada por los drenes, de forma que en cada punto permanece constante la profundidad del nivel freático a lo largo del tiempo.

Tal sería el caso, una vez alcanzado el equilibrio, de una zona en la que estuviere lloviendo siempre con una intensidad constante y la totalidad de las aguas alcanzase la zona saturada. No obstante, y a pesar de esta hipótesis, nunca real, el método suele dar buenos resultados una vez determinada la lluvia crítica a evacuar, teniendo, por otra parte, la gran ventaja de la sencillez de las fórmulas a que da lugar.

En la práctica las cosas no ocurren así, sino que en determinado momento, estando la lámina de agua a una cierta profundidad, se produce una recarga del acuífero, bien sea por lluvia, pérdidas de percolación en el riego o cualquier otra causa, de forma que si el sistema de drenaje no tiene la capacidad de evacuación correspondiente, asciende el nivel hacia la superficie, hasta que posteriormente, por cese de la causa y, además, como consecuencia del aumento de carga que se produce, la que repercute en un mayor caudal extraído, vuelve a descender.

El estudio de estas oscilaciones constituye el tema del régimen variable, complicándose los cálculos, como veremos más adelante, pues la evacuación de las aguas sobrantes de riego, que tratamos en este mismo capítulo, es un problema abordado mediante esta hipótesis.

— 31

---

(1).— José L. DE PACO.— "Drenaje agrícola. Teoría y bases de cálculo. Ministerio de Agricultura. Madrid, 1969.

### 3.1. Drenaje en régimen permanente

#### 3.1.1. Drenes situados sobre una capa impermeable

Supongamos que tiene lugar una lluvia de intensidad  $R$  (m/día), con una distribución sobre el terreno de forma que en cualquier punto de la superficie cae, en un determinado intervalo de tiempo, la misma altura de agua, y que la totalidad de ésta se infiltra en el terreno, alcanzando la zona saturada.

Se desea, mediante la instalación de un sistema de drenes, que el nivel freático permanezca a una profundidad no menor que  $n$ .

La profundidad de la capa impermeable sobre la que se van a colocar los tubos es  $H$ , y  $K$  la permeabilidad.

Tomando como ejes los indicados en la figura 14, la ecuación [10] se convierte, al ser el movimiento perpendicular a los drenes y expresar el caudal por unidad de longitud (supuesta infinita) de éstos, en:

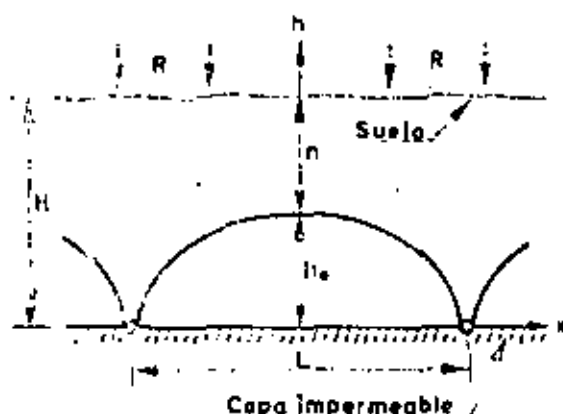


FIG. 14.—Drenes alcanzando la capa impermeable.

$$\frac{d^2h^2}{dx^2} = -\frac{2R}{K}; \text{ de donde } \frac{dh^2}{dx} = -\frac{2R}{K} x + C_1$$

que puede ponerse en la forma:

$$2h \frac{dh}{dx} = -\frac{2R}{K} x + C_1$$



la que determina el valor  $C_1 = 0$ , ya que, por simetría, para

$$\underline{x = 0; \quad \frac{dh}{dx} = 0}$$

Una nueva integración da lugar a:

$$h^2 = -\frac{R}{K} x^2 + C_2 \quad (1)$$

Para  $x = 0$ ,  $h = h_0$ , de donde  $C_2 = h_0^2$ . El nivel freático, al suponer válidas las hipótesis de Dupuit, toma la forma de la elipse:

$$\frac{1}{h_0^2} h^2 + \frac{R}{Kh_0^2} x^2 = 1$$

Se puede obtener una relación que ligue el espaciamiento L con  $h_0$  al poner la condición  $x = L/2$ ;  $h = 0$ ; resultando:

$$\boxed{R = \frac{4Kh_0^2}{L^2}} \quad [12]$$

El Abaco 1 facilita el cálculo para emplear esta fórmula. Conocidos los valores  $h_0$  y  $K/R$ , se unirá por una recta, viniendo medido directamente el espaciamiento por la intersección de ésta con la escala L correspondiente.

### 7.1.2. Zanjas abiertas alcanzando la capa impermeable.

#### Fórmulas de Hooghoudt

La figura 15 muestra el esquema a que nos referimos. Por un razonamiento enteramente análogo al del párrafo anterior se llega a la conclusión de que el nivel freático es un tramo de la elipse:

$$\frac{1}{(h_0 + m)^2} h^2 + \frac{R}{(h_0 + m)^2 K} x^2 = 1 \quad [13]$$

(1) Como en (1) para  $x = 0$ ,  $h = h_0 + m$  (en el eje vertical).  
 De donde:  $C_2 = (h_0 + m)^2$

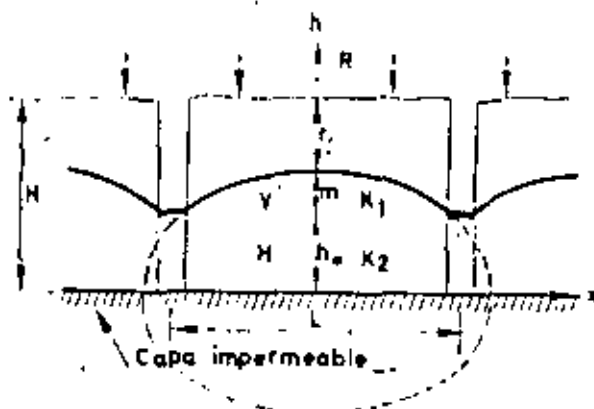


FIG. 15.—Zanjas abiertas alcanzando la capa impermeable.

Para  $x = L/2$ ;  $h = h_0$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se obtiene, tras sencillas transformaciones:

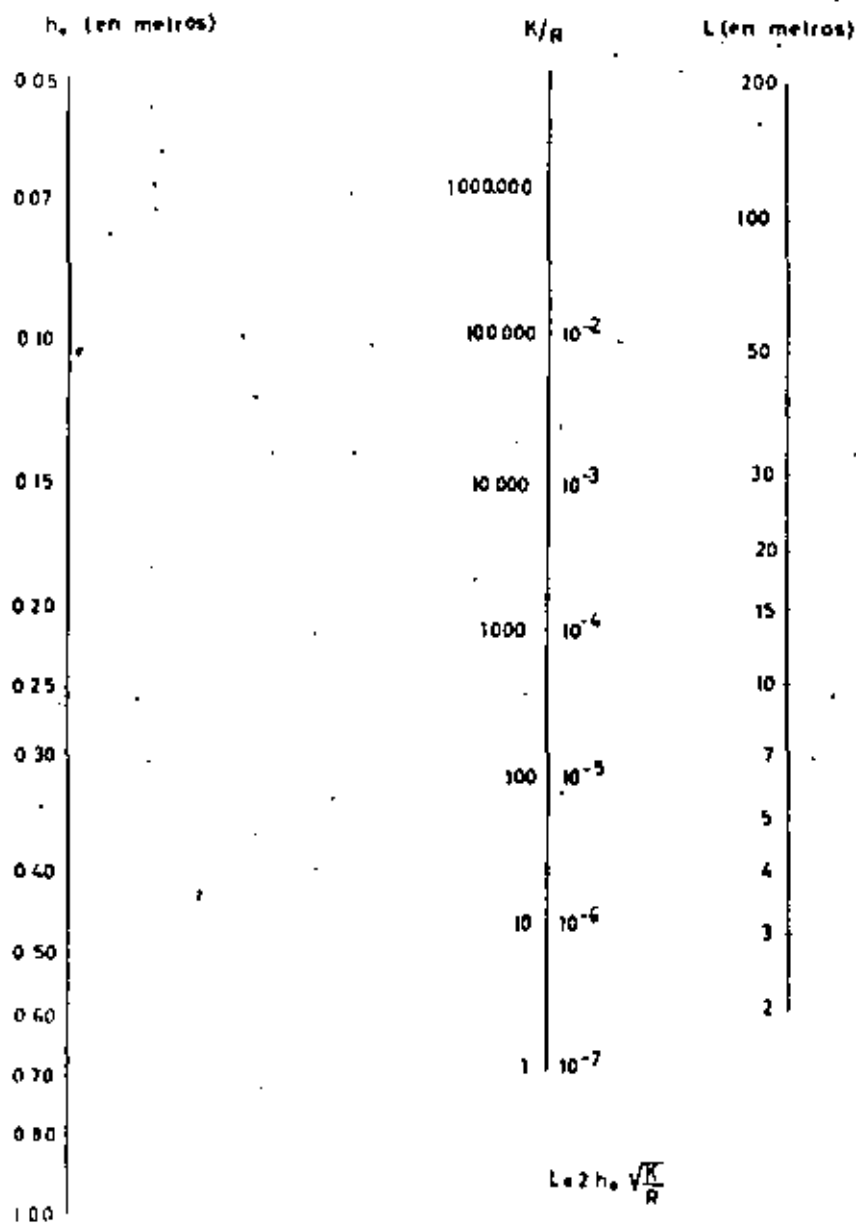
$$R = \frac{8Kh_0m}{L^2} + \frac{4Km^2}{L^2} \quad (13')$$

Esta expresión difiere de la [12] en el primer sumando del segundo término, por lo cual es intuitivo separar el flujo hacia las zanjas en dos partes: una correspondiente a la región V, situada por encima de la lámina de agua en las zanjas, de valor  $4Km^2/L^2$ , y otro para la región H, por debajo de dicha lámina, de valor  $8Kh_0m/L^2$ . Estas consideraciones llevan a establecer, en el caso de un terreno con dos capas de permeabilidades  $K_1$  y  $K_2$ , situadas, respectivamente, por encima y por debajo de dicha lámina, la siguiente expresión:

$$R = \frac{8K_2h_0m}{L^2} + \frac{4K_1m^2}{L^2} \quad (14)$$

Cuando el valor de  $m$  es pequeño y  $K_1$  y  $K_2$  no difieren considerablemente puede despreciarse el valor del flujo en la zona V, vieniendo entonces el espaciamiento determinado, en forma simplificada, por  $R = 8K_2h_0m/L^2$ .

ABACO N°1



Tomado de la obra *Saneamiento agrícola*, de M. Poirée y Ch. Ollier.

### 3.1.3. Drenes situados por encima de la capa impermeable

La figura 16 muestra que la ecuación [14], obtenida para el caso de zanjas abiertas, es válida para drenes únicamente en el caso de que  $h_0$  sea pequeño.

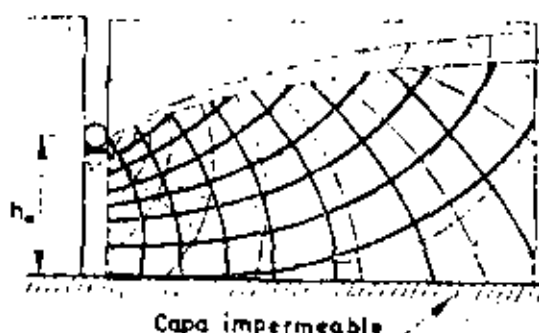


FIG. 16.—Líneas de corriente y equipotenciales para los casos de drenes y zanjas abiertas.

Cuando  $h_0$  es grande, se observa que las líneas de flujo y equipotenciales para las zanjas (a trazo grueso) difieren considerablemente de las correspondientes a los drenes (a trazo fino), debido a lo cual el camino que ha de recorrer el agua en este último caso es mayor, necesitándose entonces un mayor gradiente, debido al aumento de las pérdidas de carga, sobre todo en las cercanías del dren, como indican en la figura la mayor proximidad de las líneas equipotenciales en esta zona. Con estas consideraciones y razonamientos puramente matemáticos, en los que no entramos aquí, Hooghoudt ha modificado la expresión [14], introduciendo en lugar de  $h_0$  un valor  $d$  ( $d < h_0$ ), que denomina "espesor equivalente" y que significa, en igualdad de condiciones, una disminución del espaciamiento  $L$ , y, en definitiva, un aumento del gradiente en el nivel freático a que nos referimos. Esta nueva expresión viene dada por:

$$L' = \frac{8K_2 d m}{R} + \frac{4K_1 m^2}{R} \quad [15]$$

Con ella queda resuelto el problema general del drenaje, incluso en

el caso de tubos situados a una profundidad cualquiera, cuando el perfil es homogéneo, y en el límite entre las dos capas cuando  $K_2 = K_1$ .

Cuando hay varias capas, se determina la permeabilidad equivalente,  $K_m$ , según la dirección del flujo con respecto a la estratificación. (Ver Apéndice I.)

Si éstos tienen la misma dirección (fig. 17),  $K_m$  viene dado por:

$$K_m = \frac{\sum K_i \cdot d_i}{\sum d_i} \quad [16]$$

Si el flujo es perpendicular a los estratos,  $K_m$  está dado (fig. 17) por:

$$K_m = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{K_i}} \quad [17]$$

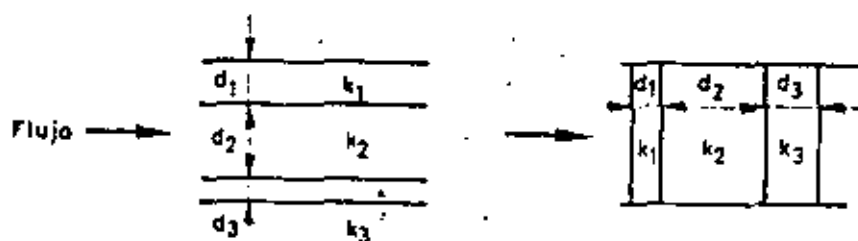


FIG. 17.—Permeabilidad equivalente según la dirección del flujo con respecto a la estratificación.

El valor  $d$  depende del radio de los drenes,  $r_0$ , la profundidad,  $h_0$ , y el espaciamento,  $L$ , por lo cual este último no viene dado explícitamente en la expresión [15] y para su cálculo habrá que proceder por tanteos de la siguiente forma. Conocidos  $r_0$  y  $h_0$ , se fija un valor para  $L$ , determinando el valor  $d$  y viendo si se satisface la ecuación [15]; si no ocurre así se fija un nuevo valor y se hace de nuevo el cálculo hasta llegar a los valores adecuados.

El cálculo de  $d$ , a partir de  $h_0$  y  $r_0$ , y cada valor supuesto de  $L$  se hace por medio de la Tabla núm. 2 (Apéndice VIII).

Los siguientes ejemplos aclaran el empleo de las ecuaciones anteriores.

### 3.1.4. Empleo de las fórmulas de Hooghoudt

**Ejemplo 1.**—En un suelo se ha encontrado una capa arcillosa que puede considerarse como impermeable a la profundidad de 1,20 m. ¿Cuál será el espaciamiento a que hay que colocar las líneas de drenes si se desea evacuar una lluvia crítica de 0,7 mm/día, para que el nivel freático se mantenga, por lo menos, a 0,95 m. de profundidad?  $K = 1,5$  m/día. Los drenes se colocarán sobre la capa impermeable.

Según la figura 14, se tienen:

$$H = 1,20 \text{ m.}$$

$$h_0 = H - \pi = 1,20 - 0,95 = 0,25.$$

$$R = 0,0007 \text{ m/día.}$$

$$K = 1,5 \text{ m/día.}$$

Según [12]:

$$L = 2h_0 \sqrt{\frac{K}{R}} = 2 \cdot 0,25 \sqrt{\frac{1,5}{0,0007}} = 23,15$$

Las líneas de drenes se habrían de colocar, por tanto, cada 23 m.

Empleo del ABACO 1:

$$h_0 = 0,25.$$

$$\frac{K}{R} = 2143.$$

Uniendo los puntos correspondientes en las escalas ( $h_0$ ) y ( $K/R$ ), el corte con la ( $L$ ) da  $L = 23$  m.

**Ejemplo 2.**—Un suelo presenta las siguientes características: 0-1 m., textura franco-arenosa, con permeabilidad de 4 m/día; 1-2,5 m., franco-arenosa, con permeabilidad 1 m/día; 2,5 m., capa impermeable. El nivel freático no ascenderá a más de 0,80 m. por debajo de la superficie, y se han de evacuar 1 mm/día por drenaje subterráneo. ¿Cuál será el espaciamiento de las zanjas si se calculan para que, llegando hasta el estrato impermeable, la lámina de agua quede a 1 m. de profundidad?

Se tienen los valores:

$$K_1 = 4 \text{ m/día.}$$

$$K_2 = 1 \text{ m/día.}$$

$$m = 1.0 - 0.8 = 0.2 \text{ m.}$$

$$h_0 = 2.5 - 1.0 = 1.5 \text{ m.}$$

$$R = 0.001 \text{ m/día.}$$

Sustituyendo en la ecuación [14]:

$$L^2 = \frac{8 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 0.2}{0.001} + \frac{4 \cdot 4 \cdot (0.2)^2}{0.001} \text{ m}^2,$$

de donde  $L = 55 \text{ m.}$

El caudal a evacuar por metro lineal de zanja sería:

$$q = 55 \cdot 10^{-3} \cdot 1 = 0.055 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Construyendo zanjas de 1 m. de solera y taludes de 1:1, la anchura de boca para alcanzar la capa impermeable sería de 6 m.; lo cual implicaría una pérdida de superficie útil de un 10 por 100 aproximadamente. Por esta razón, dado el pequeño espaciamiento, no sería útil pensar en un drenaje por zanjas.

*Ejemplo 3.*—Resolver el ejemplo anterior si se han de emplear drenes de 0.20 m. de diámetro interior situados a 1 m. de profundidad.

Aplicando la ecuación [15] se obtiene:

$$L^2 = \frac{8 \cdot 1 \cdot 0.2}{0.001} d + \frac{4 \cdot 4 \cdot (0.2)^2}{0.001}$$

es decir:

$$L^2 = 1.600 d + 640$$

Supongamos un espaciamiento  $L = 50 \text{ m.}$ ;  $L^2 = 2.500$  para  $h_0 = 1.50$  y  $r_0 = 0.10 \text{ m.}$  La tabla 2 da  $d = 1.36$ .

$$2.500 < 1.600 \times 1.36 + 640 = 2.816$$

Habrá, pues, que intentar un espaciamiento mayor  $L = 53 \text{ m.}$   $L^2 = 2.809$ . Se encuentra  $d = 1.406$ , ligeramente mayor.

$$2.809 \approx 1.600 \cdot 1.406 + 640 = 2.889$$

La diferencia entre los valores 2.809 y 2.889 es ya admisible; por lo tanto se fijaría  $L = 53 \text{ m.}$  Menor que para el caso de zanjas como ya se ha indicado.

### 3.1.5. Soluciones de Ernst para régimen permanente

En la ecuación de Hooghoudt se suponen los drenes en caso de terreno estratificado, en el límite entre dos capas. Caso de que hubiesen más de dos, habrá de calcularse Km. mediante las ecuaciones [16] o [17] según la región del movimiento; sin embargo, principalmente en las cercanías del dren (flujo radial), éste no es ni horizontal ni vertical, por lo que éstas podrían conducir a fuertes errores. Por otro lado, puede no ser aconsejable el situar el dren exactamente en el límite de separación entre dos capas distintas, sino por encima o debajo de éste. Las ecuaciones de Ernst dan la solución para todos estos casos y se basan en la división del movimiento en tres distintos: vertical, horizontal y radial, según la zona que se considere. La figura 18 aclara el razonamiento.

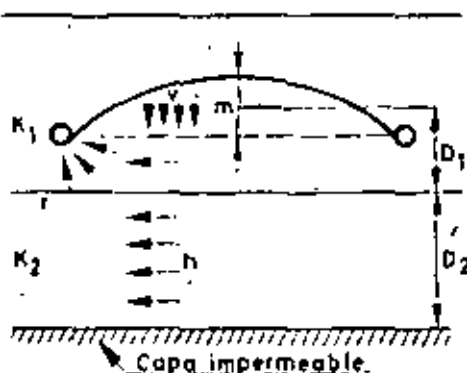


FIG. 18.—Movimientos vertical, horizontal y radial de acuerdo con las hipótesis de Ernst.

La pérdida de carga disponible  $m$  se dividirá en tres partes:  $m_v$ ,  $m_h$  y  $m_r$  correspondientes a estos tres movimientos. Ernst da la expresión

$$m = R \frac{D_1}{K_1} + \frac{RL^2}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + W RL \quad [18]$$

Vertical
Horizontal
Radial

Siendo  $W$  un factor de resistencia radial

El cálculo de  $D_1$  y  $W$  varía según los siguientes casos:

a) Dren situado en la capa superior. Fig. 19 a.



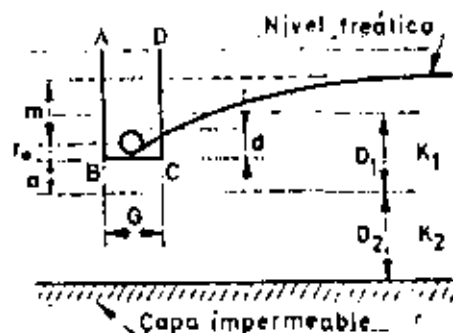


FIG. 19 a.

ABCD es la zanja abierta por las máquinas para la colocación de los tubos, la cual es rellenada después y que en general —salvo en suelos con alto contenido en sodio— posee propiedades favorables al drenaje.

Se distinguen dos casos:

$$a_1) \quad K_2/K_1 \geq 20 :$$

$$D_1 = a + r_0 + m/2$$

$$w = \frac{1}{\pi K_1} \ln \frac{4 D_1}{a}$$

$$a_2) : K_2/K_1 < 20$$

$$D_1 = a + r_0 + m/2$$

$$K_1 W \approx K_2 W_0 + \frac{1}{\pi} \ln \frac{D_1}{4 r_0}$$

En la que  $K_2 W_0$  se determina por medio del Abaco 2.

Con estos valores se puede entrar para el cálculo en la ecuación [18].

b) Dren situado en el limite de dos capas (fig. 19 b).

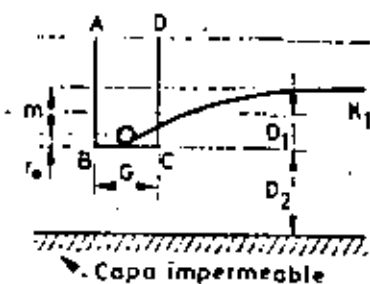
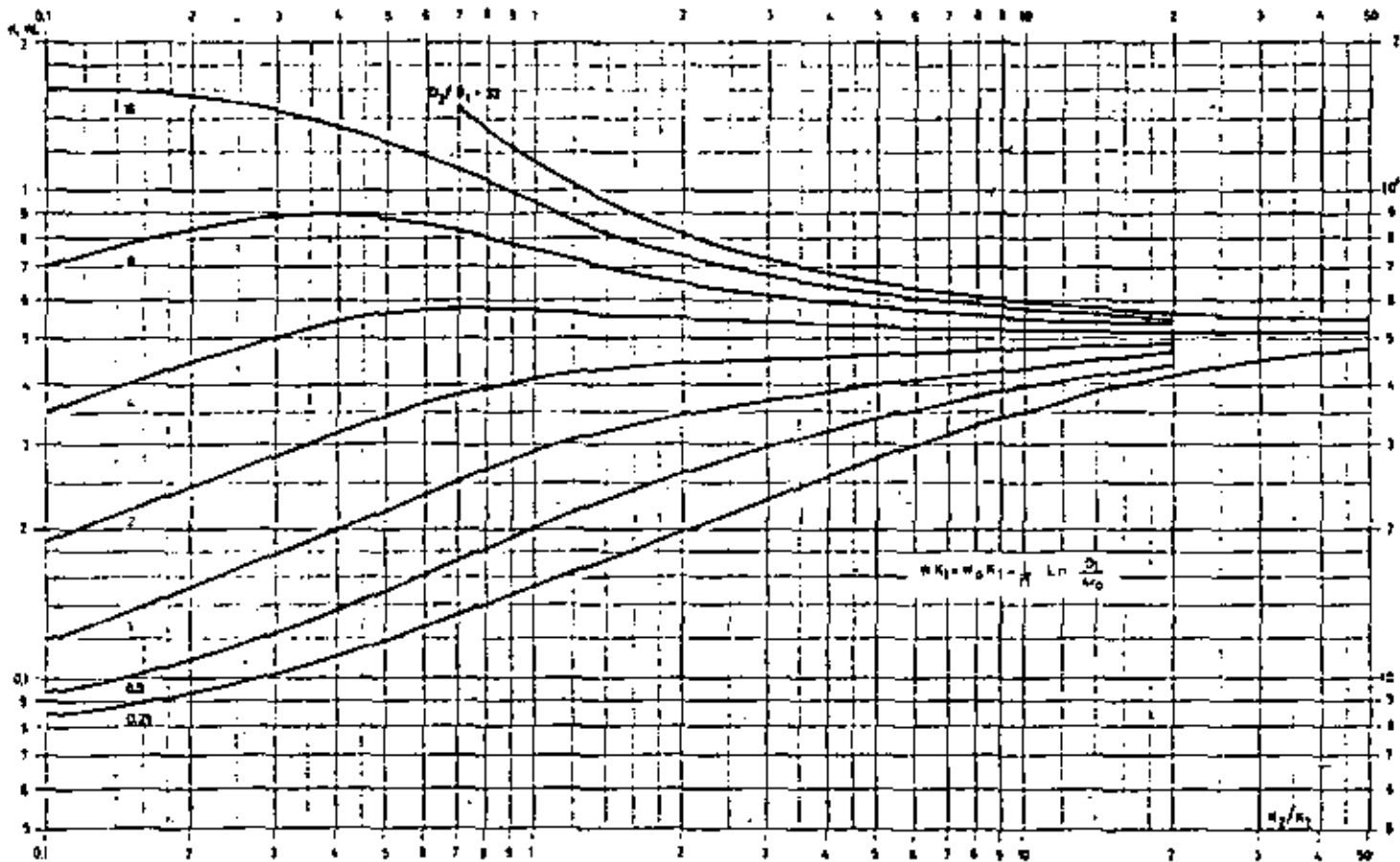


FIG. 19 b.

ABACO Nº2

Abaco para el cálculo del factor  $M_0/K_1$  de la resistencia radial en el caso de Ernst.



Para este caso:

$$D_1 = r_w + \frac{m}{2}$$

$$W = \frac{1}{\pi K_2} \ln \frac{4 D_1}{\pi G}$$

c) Dren situado en la capa inferior (fig. 19 c).

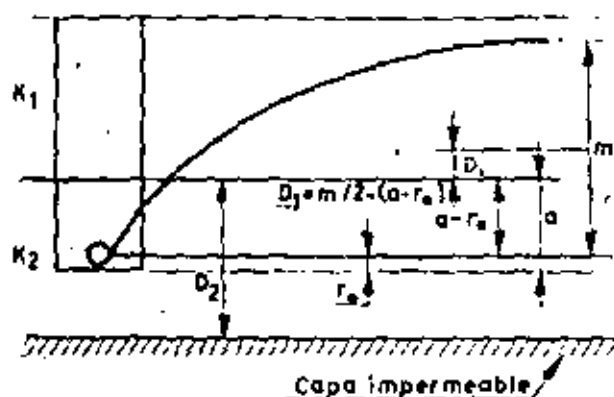


FIG. 19 c.

Para este caso:

$$D_1 = \frac{m}{2} - a + r_w$$

$$W = \frac{1}{\pi K_2} \ln \frac{D_2}{u}$$

Cuando  $D_1 < 0$ ; el término debido a la resistencia vertical

$R \frac{D_1}{K_1} = m_w$  puede despreciarse.

El valor  $u$  corresponde al perímetro mojado; teniendo en cuenta la zona de drenaje, de forma que según la figura 19 b se tendrá: (1) 19 b

$$u = G + 4r_w$$

d) Finalmente la ecuación general puede aplicarse a un perfil homogéneo adoptando la forma

$$m = R \frac{D_1}{K} + \frac{RL^2}{8KD^3} + RLW \quad (19)$$

Calculándose W de la misma forma que en el caso C y siendo  $D_1 = \frac{m}{2}$  y D la altura del dren sobre la capa impermeable.

$$K_2/K_1 = 3/0,3 = 10.$$

$$D_2 = 3,60 - 1,20 = 2,40 \text{ m.}$$

$$D_1/D_2 = 2,40/0,30 = 8 \text{ m.}$$

Con estos valores y el Abacó 2 se calcula  $W \cdot K_1 = 0,55$ ; por lo tanto:

$$W = \frac{0,55}{0,30} + \frac{1}{\pi \cdot 0,30} \ln \frac{0,30}{4 \cdot 0,02} = 3,22 \frac{\text{días}}{\text{m}}$$

La ecuación general da:

$$0,20 = 0,002 \cdot \frac{0,30}{0,30} + \frac{0,002 L^2}{8 (0,30 \cdot 0,30 + 3 \cdot 2,40)} + 0,002 \cdot 3,22 \cdot L$$

que resuelta determina:

$$L = 27 \text{ m.}$$

b) Dren situado sobre el límite de separación de ambas capas.

$$m = 1,20 - 0,02 - 0,80 = 0,38 \text{ m.}$$

$$D_1 = 0,02 + \frac{0,38}{2} = 0,21 \text{ m.}$$

$$D_2 = 2,40$$

$$W = \frac{1}{\pi \cdot 3} \ln \frac{4 \cdot 2,40}{\pi \cdot 0,25} = 0,26 \frac{\text{días}}{\text{m}}$$

Introduciendo estos valores en la ecuación general se obtiene:

$$0,38 = 0,002 \cdot \frac{0,21}{0,30} + \frac{0,002 L^2}{8 (0,30 \cdot 0,21 + 3 \cdot 2,40)} + 0,002 \cdot 0,26 \cdot L$$

que resuelta da:

$$L = 98 \text{ m.}$$

c) Dren situado en la capa inferior a una profundidad de 1,30 m.

$$m = 1,30 - 0,80 = 0,50 \text{ m.}$$

$$a = 1,30 + 0,02 - 1,20 = 0,12 \text{ m.}$$

$$D_1 = \frac{0,50}{2} - 0,12 + 0,02 = 0,15 \text{ m.}$$

$$D_2 = 2,40 \text{ m.}$$

$$W = \frac{1}{\pi \cdot 3} \cdot \ln \frac{2,40}{0,25 + 2 \cdot 0,04} = 0,21 \frac{\text{días}}{\text{m}}$$

VII.3.- Teoría del drenaje en régimen variable.  
Cálculo del espaciamiento entre drenes.

Dr. José L. DE PACO

(1)

3.2. Drenaje en régimen variable

Al regar una zona se producen una serie de pérdidas inevitables, debidas principalmente a infiltración profunda, escurrimiento superficial y evaporación directa, por lo que es necesario aumentar la cantidad de agua teóricamente necesaria en cada riego. Estas pérdidas alcanzan en su conjunto un porcentaje rara vez inferior al 30 por 100, pudiendo llegar solamente las debidas a percolación profunda a valores del 10 al 50 por 100 del agua distribuida.

Por otra parte, el agua de riego contiene sales a veces en concentración excesiva, siendo necesario cuidar de que éstas no vuelvan a las capas superficiales en período de evaporación intensa.

Por estas razones puede resultar económico el proveer la zona de un sistema de drenaje que facilite la circulación del agua, tanto para impedir la falta de aireación en la zona radicular como para facilitar el lavado de sales.

a) Pérdidas por percolación.

Para un intervalo de tiempo en que el déficit de humedad sea  $\Delta = ET - R$  se tendrá:

$$MDp = ET - R = \Delta,$$

en la que

$$Dp = \left( \frac{2}{3} \text{ a } \frac{1}{2} \right) Dm,$$

siendo

$M$  = número de riegos en el período considerado.

---

(1).- José L. DE PACO.- "Drenaje agrícola. Teoría y bases de cálculo. Ministerio de Agricultura. Madrid, 1969"

$D_m$  = dosis máxima.  
 $D_p$  = dosis práctica.  
 ET = evapotranspiración.  
 R = precipitación.

Si se denomina  $E_a$  a la eficiencia en la aplicación del agua de riego, habrá que dar un total

$$D_r = \frac{MD_p}{E_a} = \frac{\Delta}{E_a}$$

Las pérdidas totales serán:

$$P_t = \frac{MD_p}{E_a} - \Delta = \frac{1 - E_a}{E_a} \Delta$$

Designando por  $d$  la fracción que representan las pérdidas por percolación ( $P_p$ ) respecto del total, se deduce:

$$P_p = d \cdot \frac{1 - E_a}{E_a} \Delta \quad [20]$$

Las correspondientes a cada riego con dosis  $D_r$  serían:

$$P_p = d \cdot \frac{1 - E_a}{E_a} D_r \quad [21]$$

b) Necesidades de agua para el lavado de sales.

Vienen determinadas por la relación

$$L \cdot R = \frac{C_r}{C_s} D_r \quad [22]$$

En la que

$L \cdot R$  = necesidades de lavado.

$C_r$  = Concentración de sales en el agua de riego.

$C_s$  = concentración de sales admisible en la solución del suelo.

Frecuentemente, las pérdidas inevitables por percolación son mayores que las necesidades de agua para lavado de sales, por lo cual no es necesario tener éstas en cuenta, como se ve en el siguiente ejemplo.

El análisis de un suelo da las siguientes características:

Capacidad de retención:  $H_r = 24$  por 100 (en volumen).

Punto de marchitez:  $H_f = 13$  por 100 (en volumen).

La profundidad en que las raíces extraen el agua es de 1 m.

La eficiencia del riego,  $E_a = 0,65$ .

Las pérdidas por percolación son el 70 por 100 de las totales.

Concentración de sales del agua de riego: 1,5 por 1.000.

Concentración máxima admisible en la solución del suelo:  $C_s = 0,70$  por 100.

Suponiendo que se riega cuando se han consumido las dos terceras partes del agua útil ( $H_u = H_r - H_f$ ), la dosis en cada riego, para las necesidades del cultivo, será:

$$D_r = \frac{2}{3} \cdot 10.000 \cdot 1 \cdot \frac{24 - 13}{100} = 726 \text{ m}^3/\text{Ha.} = 72,6 \text{ mm.}$$

Según [21]:

$$P_r = 0,70 \cdot \frac{1 - 0,65}{0,65} \cdot 726 = 274 \text{ m}^3/\text{Ha.} = 27,4 \text{ mm.}$$

Según [22]:

$$L \cdot R = \frac{0,150}{0,700} \cdot 726 = 156 \text{ m}^3/\text{Ha.} = 15,6 \text{ mm.}$$

Como se ve, las pérdidas por percolación satisfacen ampliamente las necesidades de lavado.

### 3.2.1. Solución de Dumm para régimen variable

Hasta ahora se ha calculado el espaciamiento  $L$  para evacuar una lluvia de intensidad constante  $R$ , suponiendo que el nivel freático no cambia de posición. Estas soluciones suelen ser empleadas en la práctica por su mayor sencillez y resultados satisfactorios; sin embargo, en general,  $R$  no es constante y el nivel freático sufre fluctuaciones, presentándose el régimen variable, que tiene su aplicación tanto en las zonas de regadío como en los campos experimentales de drenaje. Supongamos también que se cumplen las hipótesis de Dupuit.

Refiriéndonos a la figura 21, y con un razonamiento enteramente



análogo al del párrafo 25, la ecuación de continuidad (9) puede escribirse, en el caso de una sola dimensión, en la forma:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} = -p \frac{\partial Z}{\partial t}$$

donde  $q_x$  es el caudal por unidad de espesor en dirección perpendicular al plano de la figura. Al tener en cuenta la ley de Darcy:

$$q_x = -K Z \frac{\partial Z}{\partial x}$$

se obtiene:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} = -K \left[ Z \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} + \left( \frac{\partial Z}{\partial x} \right)^2 \right] = -p \frac{\partial Z}{\partial t} \quad [23]$$

Si  $Z$  y  $\frac{\partial Z}{\partial x}$  son pequeñas, como ocurre en estratos horizontales poco profundos, la [23] se escribe:

$$\frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} = r^2 \frac{\partial Z}{\partial t} \quad [24]$$

donde  $r^2 = \frac{p}{KD}$ , siendo  $D$  el valor medio de  $Z$ .

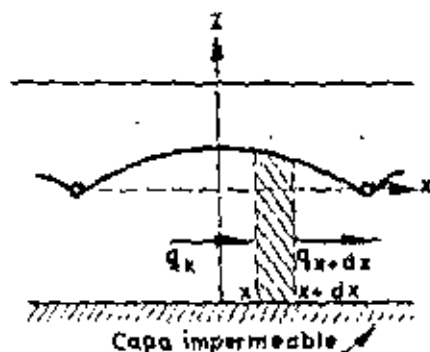


FIG. 21.

La [24] se denomina ecuación de Fourier. Su resolución se basa en las condiciones límites de la figura 22, válidas para el caso de un riego en el supuesto de que el nivel freático se eleva inmediatamente después de la aplicación del agua en la proporción correspondientes a las pérdidas por percolación, es decir,

$$\Delta Z = F_0/p$$

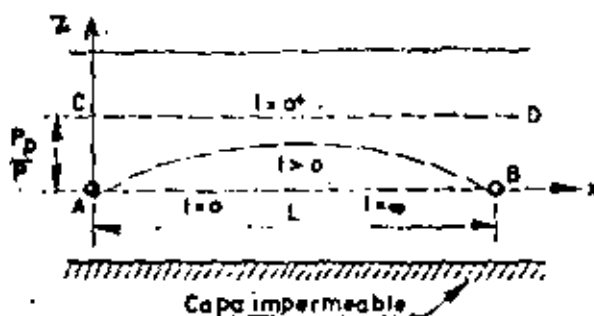


FIG. 22.—Condiciones límites para el régimen variable.

Si se supone que antes del riego ( $t < 0$ ) el nivel freático corresponde a la horizontal AB y que inmediatamente después de éste se eleva a la CD, descendiendo después hasta el siguiente riego en que asciende de nuevo. Las condiciones límites e iniciales son:

$$t < 0 \quad 0 \leq x \leq L \quad Z = 0 \quad [1]$$

$$t = 0 \quad 0 \leq x \leq L \quad Z = \frac{P_0}{p} = Z_0 \quad [2]$$

$$t \geq 0 \quad x = 0; x = L \quad Z = 0 \text{ (drenes)} \quad [3]$$

La solución  $Z(x, t)$  de [24], después de algunas simplificaciones, conduce a (ver apéndice II):

$$L^2 = \frac{\pi^2 \frac{KD t}{p}}{\ln \frac{4 Z_0}{\pi Z_t}} \quad [25]$$

donde  $Z_0 = \frac{P_0}{p}$ . La [25] es la ecuación de Dumm para régimen variable, significando cada uno de los símbolos:

$L$ : espaciamiento (m).

$K$ : permeabilidad (m/día).

- $D$ : espesor medio del acuífero comprendido entre dos drenes (m).  
 $\mu$ : porosidad efectiva.  
 $Z_0$ : altura máxima del nivel freático alcanzada inmediatamente después de un riego y medida tomando como referencia el nivel de los drenes y en el punto medio de la distancia entre éstos.  
 $Z_1$ : altura máxima del nivel freático inmediatamente antes de un riego medida lo mismo que  $Z_0$  (ver fig. 23).

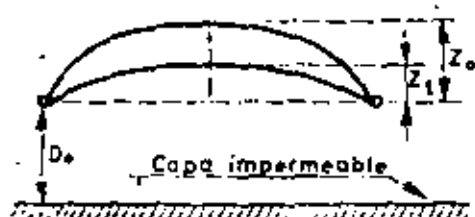


FIG. 23.—Variación del nivel freático con el tiempo.

### Calculo de D

Se vio en las ecuaciones de Ernst que para el régimen permanente se tomaba  $D = D_0 + m/2$ . Aquí el valor  $m$  varía entre  $Z_1$  y  $Z_0$  como función exponencial del tiempo según [25], por lo tanto teóricamente su valor medio vendrá dado por la media logarítmica.

$$Z_m = \frac{Z_0 - Z_1}{\ln \frac{Z_0}{Z_1}}$$

de donde

$$D = D_0 + \frac{Z_m}{2} \quad [26]$$

Cuando  $\frac{Z_1}{Z_0} > 0.5$  la diferencia entre la media logarítmica y la aritmética  $\frac{Z_0 + Z_1}{2}$  es pequeña, por lo cual  $Z_m = \frac{Z_0 + Z_1}{2}$

$$D = D_0 + \frac{Z_0 + Z_1}{4} \quad [27]$$

Cuando  $Z_1$  es desconocido el "Bureau of Reclamation" da como expresión  $D = D_0 + \frac{Z_0}{2}$ , por ejemplo cuando realizo co. me. en  $Z_1$  para un tiempo de funcionamiento  $t$ . [28]

Para tener en cuenta la resistencia radial en el flujo hacia los drenes se sustituirá el espesor  $D_0$  por la profundidad equivalente  $d$  de Hooghoudt (tabla 2, Apéndice VIII).

Cuando los drenes están colocados sobre la capa impermeable o a muy poca distancia de ella, Dumm propone.

$$L^2 = \frac{9 K Z_0 t}{2 p \left[ \frac{Z_0}{Z_1} - 1 \right]} \quad [29]$$

El mismo autor propone se use [25] cuando  $D_0/Z_0 > 0,10$  y la [29] cuando  $D_0/Z_0 \approx 0,10$ . la exactitud de los resultados aumenta con la relación  $D_0/Z_0$ .

Los gráficos 1 y 2 corresponden a las ecuaciones [25] y [29] de forma que conociendo  $K D t/p L^2$  se puede determinar la relación  $\frac{Z_1}{Z_0}$  en el primero y viceversa. El número 2 da, de una forma análoga, la relación entre  $\frac{Z_1}{Z_0}$  y  $\frac{K Z_0 t}{p L^2}$ .

La elevación del nivel freático, caso de tener forma horizontal y plana, debida a las pérdidas por percolación, sería:

$$Z_0 - Z_1 = \frac{P_p}{p}$$

pero por la forma curva, indicada en la figura 23, se tiene:

$$Z_0 - Z_1 = \frac{3}{2} \frac{P_p}{p} \quad [30]$$







centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VII. 5.- DRENAJE SUPERFICIAL, ESCORRENTIA, CARACTERISTICAS  
DE LAS CUENCAS DE RECEPCION

DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ-SANCHEZ

OCTUBRE, 1979





## VII.5.- Drenaje superficial. Escorrentía. Características de las cuencas de recepción.

Dr. José L. DE PACO

(1)

### 7.1. Escorrentía directa y caudal base

Al hablar sobre escorrentía total y drenaje subterráneo (Cap. 2), se dio un esquema representando la distribución del agua, no evaporada directamente, procedente de una precipitación de intensidad constante, haciendo notar la variación que, con el tiempo, experimentaban las diversas magnitudes en que ésta se descompone.

Del total del agua caída vimos que solamente una parte era evacuada fuera de la zona, precisamente la correspondiente a escorrentía total (superficial, hipodérmica y subterránea) y la caída directamente sobre los cauces existentes, en general, esta última, de valor relativo muy pequeño respecto a las anteriores.

La división de la escorrentía en las tres clases anteriores es arbitraria, ya que, por ejemplo, el agua que en un momento circula bajo la superficie del suelo como hipodérmica puede pasar después a formar parte de la superficial, y viceversa, simplemente por un cambio en el perfil del suelo al variar la disposición de los diversos estratos que lo componen.

Generalmente la velocidad a que discurren las aguas superficiales y las hipodérmicas es considerablemente mayor que la de las subterráneas, siendo, por tanto, menor el tiempo que tardan en ser evacuadas de la zona. Según este criterio, se divide la escorrentía en directa, formada por las aguas superficiales y la corriente hipodérmica, y subterránea, denominada también caudal base (\*).

(\*) Linsley supone que la escorrentía directa está formada por la superficial y una parte sustancial de la hipodérmica y el caudal base por la subterránea principalmente.



La determinación de la cantidad total de escorrentía y de su distribución en el tiempo son problemas cuya resolución es de la mayor importancia para el diseño de presas reguladoras de avenidas y el cálculo de desagües para evacuar los caudales punta, estando ambas relacionadas con las características físicas de la cuenca de recepción y las climáticas propias de la zona, ejerciendo ambas marcada influencia en la forma del hidrograma resultante.

## 7.2. Características físicas de una cuenca de recepción

Puede definirse como cuenca de recepción toda área tal que las aguas que llegan a ella procedentes de una precipitación vienen a desembocar en un mismo punto.

Sin entrar en detalles, que no conducirían a resultados prácticos por su importancia, generalmente pequeña, en cuanto a la influencia en las cantidades de escorrentía y forma del hidrograma, hemos de destacar dos puntos fundamentales en cuanto a la definición de cuenca se refieren.

En primer lugar, los límites reales de una cuenca pueden no coincidir con los topográficos debido a la posición relativa de los estratos, pudiendo llegar al punto de efluencia aguas subterráneas que provienen de puntos más alejados que los más altos del terreno que aparentemente la delimitarían, especialmente cuando se trata de terrenos calizos.

En la figura 47 se representa esquemáticamente uno de estos casos.

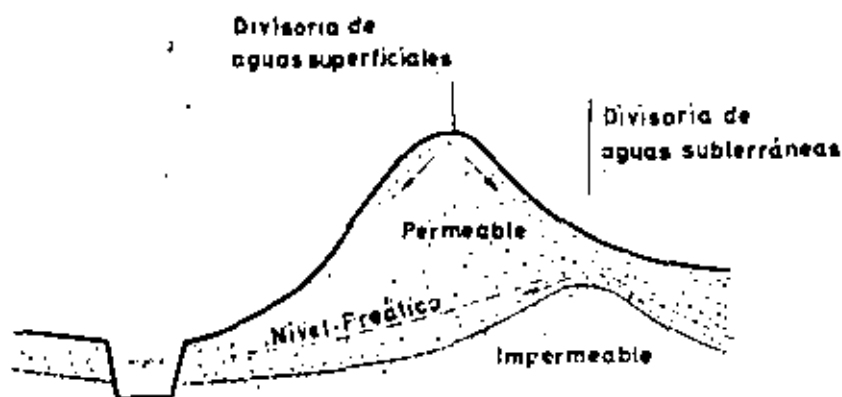
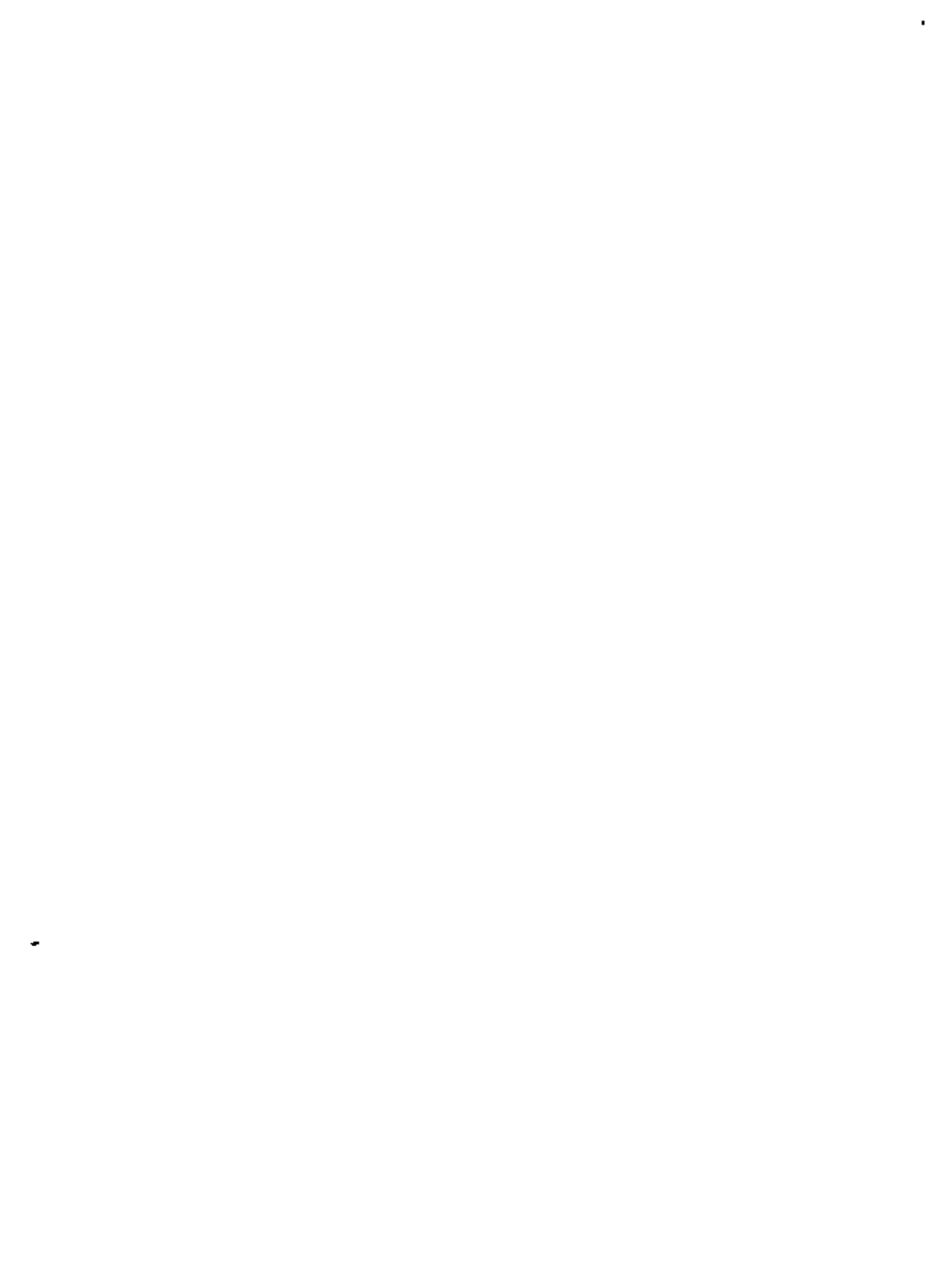


FIG. 47.—Divisorias no coincidentes de escorrentía directa y caudal base.



El error relativo cometido al considerar el límite topográfico definido por las divisorias de aguas superficiales como contorno de una cuenca disminuye al aumentar la superficie de ésta. Además, los métodos en que se basan las estimaciones de caudales punta parten siempre de una separación entre caudal base y escorrentía directa, por lo que fácilmente se deduce la escasa importancia que tienen los errores de delimitación.

Por otro lado, al considerar como uno de los elementos que definen una cuenca el punto de evacuación, el tamaño de ésta viene condicionado a su situación, pues puede suceder que baste un pequeño desplazamiento para que extensas áreas dejen de contribuir en su escorrentía.

Dentro de las características inherentes a una zona pueden hacerse tres grandes grupos en cuanto a su influencia en la escorrentía se refieren: unas propias de la forma, otras del tipo de suelo y, finalmente, las correspondientes a la vegetación y cultivo.

### 7.2.1. Características de forma

#### a) Índice de compacidad ( $K_c$ ).

Es la relación entre el perímetro de la cuenca,  $P$ , y el que tiene un círculo de la misma superficie,  $A$ , que ésta.

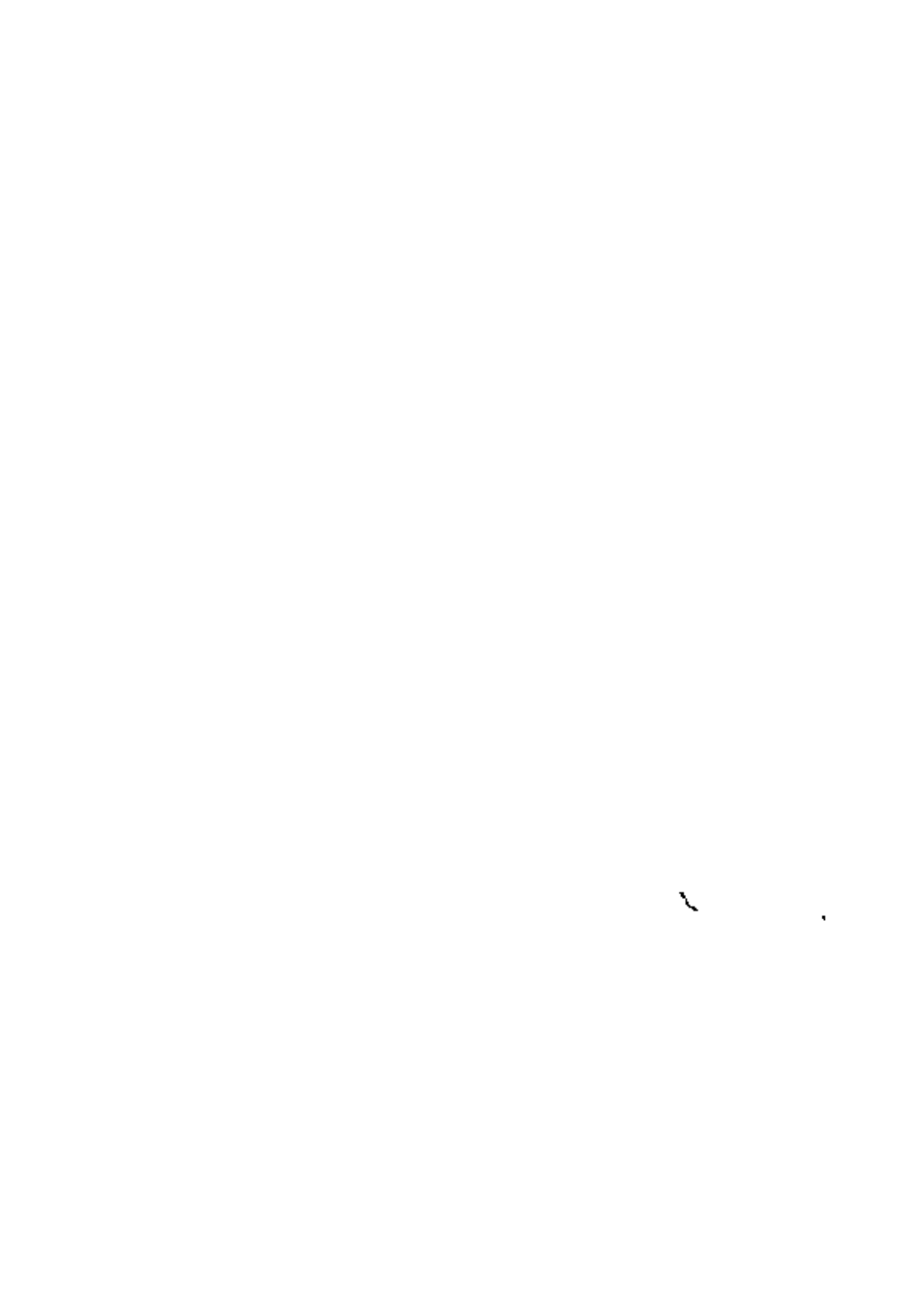
$$K_c = \frac{P}{2 \sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \quad [61]$$

Se determina midiendo  $P$  con un curvimetro y  $A$  por planimetría. Un detalle excesivo en la representación de  $P$  daría lugar a un  $K_c$  excesivamente grande.

De la propia definición se desprende que  $K_c > 1$ . Cuanto mayor sea el índice de compacidad, más irregular será la superficie dominada.

#### b) Relieve.

Disponiendo de un plano con curvas de nivel puede trazarse un gráfico en el que se representan en abscisas las diferentes cotas del terreno y en ordenadas el porcentaje de superficie de la cuenca de altitud igual



o superior a ella. Esta representación se denomina curva hipsométrica, y la simple inspección de las correspondientes a dos cuencas, supuestas las demás características: suelo, vegetación, clima, etc., iguales, puede dar una idea de las diferencias en cuanto a su comportamiento hidrológico. En la figura 48 la cuenca de curva hipsométrica 2 presentaría una mayor tendencia a la infiltración que la 1, por lo que la escorrentía directa sería mucho menor, y, por lo tanto, el caudal punta, ya que la efluencia constaría principalmente del caudal base.

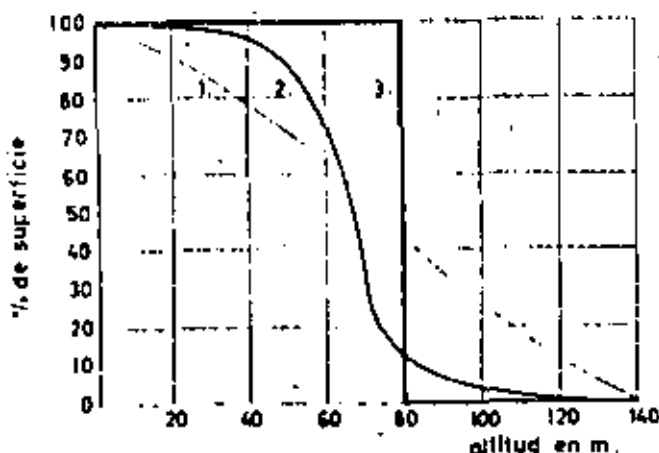


FIG. 48.—Representación del relieve por medio de una curva hipsométrica.

La curva 2, al tener un gran porcentaje de superficie comprendido entre dos cotas cercanas, indica que se trata de una llanura. La 3 es la representación de una meseta de 80 m. de altitud.

#### c) Rectángulo equivalente.

Se admite que la escorrentía superficial de una cuenca es aproximadamente igual a la que se produciría en otra hipotética de forma rectangular con el mismo índice de compacidad e iguales superficie y curva hipsométrica, siempre que se mantuviesen las mismas condiciones: climáticas, edafológicas, etc.

La determinación del rectángulo equivalente es inmediata. Si  $A$ ,  $P$  y  $K_c$  son la superficie, el perímetro y el índice de compacidad, y  $L$ ,  $l$  los





lados mayor y menor del rectángulo, se tiene, según la ecuación [61] y las condiciones anteriores:

$$2(L + l) = P = \frac{K_c \sqrt{A}}{0,28}$$

$$L \cdot l = A$$

Cuya resolución conduce a:

$$\frac{L}{\sqrt{A}} = \frac{K_c}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c}\right)^2} \right] \quad [62]$$

$$\frac{l}{\sqrt{A}} = \frac{K_c}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c}\right)^2} \right]$$

ecuaciones que determinan L y l.

El trazado de las curvas de nivel paralelas al lado menor l es inmediato conociendo la curva hipsométrica.

Supongamos que la cuenca correspondiente a la curva 1 de la figura 48 tuviese una superficie de 2.500 Has. y un coeficiente de compacidad de 1,40. Mediante las ecuaciones [62] se determinan  $L \approx 10$  km. y  $l = 2,5$  km., y

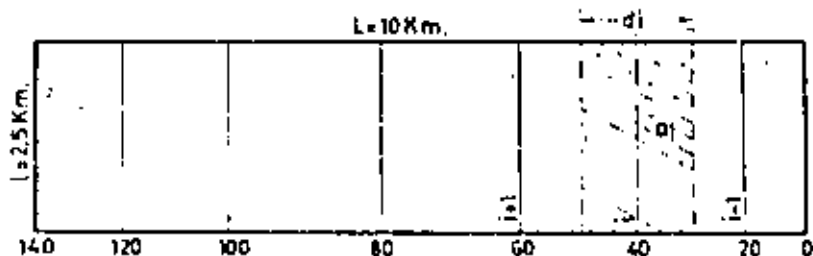


Fig. 49.—Rectángulo equivalente para una cuenca de  $A = 2.500$  Has.,  $K_c = 1,40$  y curva hipsométrica la 1 de la figura anterior.

leyendo las ordenadas para cada altitud,

0 ‰	...	140 m.
11 ‰	...	120 m.
25 ‰	...	100 m.



45 %	...	80 m.
63 %	...	60 m.
78 %	...	40 m.
92 %	...	20 m.
100 %	...	0 m.

pueden trazarse las correspondientes curvas de nivel, paralelas al lado menor del rectángulo, representadas en la figura 49.

#### d) *Pendiente.*

Dentro de los índices de pendiente de una zona, separaremos los correspondientes al terreno y a la red de desagües.

#### *Pendiente del terreno.*

Tomando como pendiente media la media ponderada de las de todas las superficies elementales para las que puede considerarse constante la línea de máxima pendiente, el rectángulo equivalente proporciona un método sencillo para su determinación.

Según la nomenclatura adoptada en la figura 49, serán:

$a_i$  = superficie correspondiente a la curva de nivel  $i$ , definida por las distancias medias entre  $i$ ,  $i+1$  e  $i-1$ .

$d_i$  = anchura de  $a_i$ .

$s_i$  = máxima pendiente en  $a_i$ .

$l$  = longitud de  $a_i$  (constante). Igual al lado menor del rectángulo equivalente.

$D_i$  = diferencia de nivel correspondiente a  $d_i$ .

$D$  = desnivel total en el rectángulo equivalente.

$l$  = longitud del rectángulo equivalente.

$A$  = superficie del rectángulo equivalente.

Se verifican:

$$\left. \begin{aligned} a_i &= l \cdot d_i \\ s_i &= \frac{D_i}{d_i} \end{aligned} \right\}$$



La pendiente media es:

$$S = \sum s_i \frac{a_i}{A}$$

Es decir:

$$S = \sum \frac{D_i}{d_i} \frac{a_i}{A} = \sum \frac{l}{A} D_i = \frac{lD}{A}$$

Pero  $\frac{l}{A} = \frac{1}{L}$ , por lo que:

$$S = \frac{D}{L} \dots \quad [63]$$

Para el ejemplo a que nos venimos refiriendo:

$$S = \frac{140}{10.000} = 0,014$$

La distancia que el agua recorre en forma de lámina sobre el terreno es, generalmente, muy pequeña y no mayor de unas decenas de metros, pues llega en seguida a un cauce, considerado éste en el sentido más amplio de la palabra, e incluyendo las pequeñas corrientes que se furman sobre el suelo durante el proceso de escorrentía.

En cuencas pequeñas, la distancia recorrida como lámina es relativamente mayor que en las grandes respecto al total hasta la salida; de aquí que, juntamente con la marcada influencia que ejercen tanto la vegetación como las labores de cultivo, sea la pendiente del terreno un índice de menos importancia de la que a primera vista podría parecer, dentro de los factores que afectan a la escorrentía.

#### *Pendiente de la red de desagües.*

Como veremos al tratar del método racional, se considera que el caudal máximo tiene lugar cuando toda la cuenca está contribuyendo en la salida, viniendo determinado este momento por el tiempo de concentración  $t_c$ , igual al que tarda una gota de agua caída en el punto más alejado de la salida hasta que llega a ésta.

Experimentalmente se ha demostrado que  $t_c$  es una función de la lon-



gitud máxima que ha de recorrer el agua, dentro de la cuenca  $L$  y de la pendiente media de este recorrido  $S$ , de la forma

$$t_c = a \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^n \quad [64]$$

en la que  $S = H/L$ , siendo  $H$  la diferencia de nivel entre el punto más elevado y la salida. Más adelante volveremos a tratar sobre este tema.

El aumento de caudal, procedente de una avenida, dentro de un cauce se lleva a cabo de una forma gradual, aumentando a medida que se van incorporando los emisarios al desagüe principal. Por esta razón es necesario considerar el tiempo de propagación de estas avenidas cuando anteriormente ya existía un cierto caudal  $Q_1$ .

En el caso sencillo de una onda creciente monoclinial, el tiempo que tarda en recorrer una distancia  $L$  viene determinado por:

$$t = \frac{L}{U} \quad [65]$$

siendo  $U$  la celeridad de onda, distinta en general de la relación entre la distancia y la velocidad correspondiente al caudal máximo. En el Apéndice IX se deduce esta expresión.

Aunque en una cuenca el fenómeno es más complejo, la ecuación [65] hace ver la necesidad de introducir el término "tiempo de respuesta" ( $t_p$ ), del que hablaremos al estudiar los hidrogramas de escorrentía, cuando existe un caudal inicial.

Además de la pendiente, dentro de la red de desagües, es útil considerar tanto su número como su disposición, por contribuir ambos factores a acentuar o atenuar el caudal punta.

Un buen índice de la red de desagües es su densidad:

$$D_j = \frac{\sum L_i}{A} \quad [65]$$

en la que  $L_i$  es la longitud de los diversos cauces, continuos o discontinuos, existentes en la cuenca, y  $A$  su superficie.





Por otra parte, si la red tiene una forma tal como la representada en (a) (Fig. 50), en que los emisarios vienen a desembocar más o menos en un punto común, es de temer un efecto punta mayor, al producirse la confluencia simultáneamente, que cuando están dispuestos en la forma (b), por tener lugar éstas escalonadamente. Lo mismo ocurrirá con el descenso de caudal después del máximo.

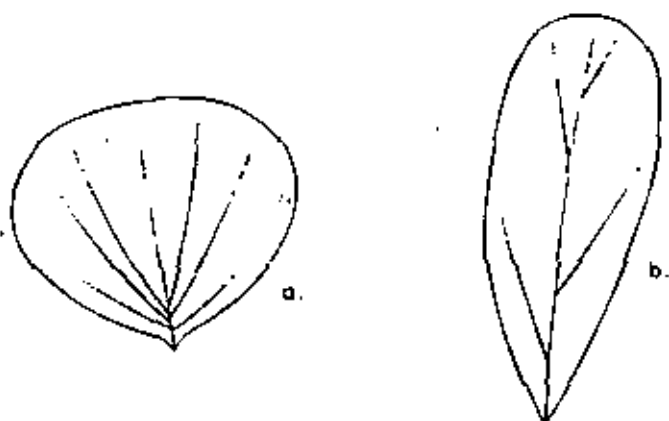


FIG. 50.—Diversas formas en la disposición de la red de desagües.

### 7.2.2. El suelo

Un suelo permeable y profundo favorece la infiltración del agua procedente de la precipitación, por lo que la escorrentía resultante consistirá, principalmente, del movimiento subterráneo de las aguas, formando parte del caudal base. Esto dará lugar a un tiempo mayor de efluencia y a caudales punta mucho más pequeños que cuando se trata de un suelo impermeable, en que la mayor parte del agua se evacuará como escorrentía directa.

A igualdad de las restantes características climáticas y físicas, la distribución de las aguas en superficiales y subterráneas depende de la capacidad de infiltración de un suelo, que se define como la velocidad a que éstas pueden percolar en el mismo.

A lo largo de una tormenta va aumentando el contenido de humedad del suelo, primeramente entrando a formar parte del agua higroscópica.



siendo entonces las fuerzas debidas a fenómenos de adsorción las que regulan el proceso. Después se manifiestan con más intensidad las fuerzas de capilaridad en los microporos, reteniendo el agua en contra de la gravedad, para ser finalmente éstas las que regulan el movimiento descendente hasta alcanzar la zona de saturación.

Cuando todos los poros se encuentran llenos de agua, el terreno está saturado, viniendo entonces determinada la infiltración por la capacidad de evacuación del acuífero resultante, y denominándose capacidad límite de infiltración al valor correspondiente.

Como resultado del proceso que acaba de describirse, la capacidad de infiltración va disminuyendo con el tiempo, admitiéndose por algunos autores que la ley de variación puede expresarse mediante la relación:

$$C = C_1 + C_0 e^{-at} \quad [66]$$

en la que  $C_1$  es la capacidad límite de infiltración y  $C_1 + C_0$  el valor inicial, al principio de la tormenta. La figura 51 representa la expresión anterior.

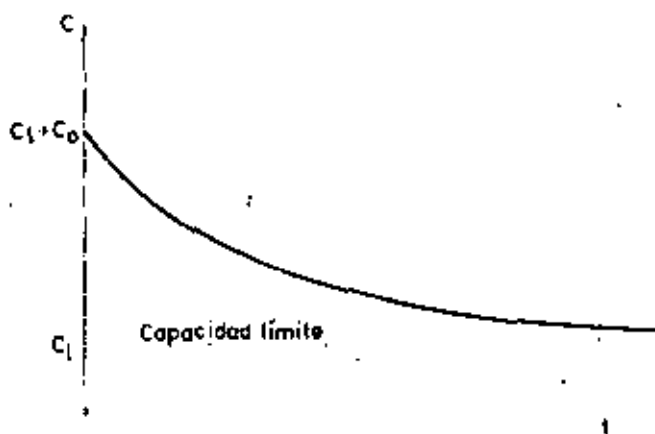


FIG. 51.—Variación de la capacidad de infiltración con el tiempo.

El valor inicial  $C_1 + C_0$  depende del contenido de humedad del suelo en el momento de empezar la tormenta, habiéndose propuesto diversos índices, denominados de saturación, para expresar y hacer comparables los resultados obtenidos.



Estos índices hacen, en general, referencia a las precipitaciones anteriores  $P_i$  y al tiempo transcurrido desde su ocurrencia hasta la tormenta considerada, haciéndose intervenir unos coeficientes que tratan de reflejar la influencia de la lluvia en la humedad resultante del suelo y son de la forma

$$I = \sum a_i P_i$$

$$I = \sum \frac{K - t_i}{100} P_i \quad [67]$$

siendo  $i$  el índice del día en que ocurrió la precipitación,  $P_i$  y  $t_i$  el tiempo transcurrido hasta la tormenta considerada,  $a_i$  y  $K$  son los coeficientes a que hemos aludido.

Como veremos durante el estudio de hidrogramas, y en particular del método del hidrograma unitario, la determinación del volumen (o altura de lluvia para una cuenca de superficie conocida) de escorrentía directa es de gran importancia. Este volumen se designa por  $V_n$ , y la parte de lluvia que lo ha originado, lluvia neta ( $P_n$ ), que es igual a la total  $P$ , menos el volumen correspondiente a la infiltración directa (ver párrafo 2.6), intercepción, almacenamiento superficial y evaporación desde los cauces. Se define como capacidad de absorción ( $C_a$ ) la suma de estos cuatro términos expresados en altura de lluvia por unidad de tiempo.

Habrà escorrentía directa siempre que la intensidad de la lluvia sea superior a  $C_a$ . Ambas magnitudes van variando a lo largo del tiempo. Un método sencillo para determinar el valor medio de  $C_a$ , denominado capacidad media de absorción ( $C_{am}$ ), consiste en hallar el volumen de escorrentía  $V_n$ , con lo que tendremos  $P_n$  conocida la superficie de la cuenca, y con este valor y el yetograma de la tormenta (gráfico que representa las variaciones de su intensidad en función del tiempo), calcular, empezando por medir en los máximos de éste la parte de la tormenta que ha dado lugar a escorrentía directa, denominada lluvia eficaz  $P_e$ . Inmediatamente queda también, en el gráfico, determinada la duración correspondiente  $t_e$ . (Ver fig. 52.)

La capacidad media de absorción vendrá entonces determinada por

$$C_{am} = \frac{P_e - P_n}{t_e} \quad [68]$$



Se denomina coeficiente global de escurrentía la relación entre la lluvia neta y la total:

$$K_g = \frac{P_n}{P} \quad [69]$$

Aclaremos cuanto acabamos de decir con un ejemplo:

Sobre la cuenca de nuestro estudio ha caído una tormenta, registrada en su gráfico por un plüviógrafo, del que se deducen los siguientes datos, dispuestos ya para el cálculo:

<i>Hora</i> (1)	<i>Intervalo</i> <i>min.</i> (2)	<i>Altura</i> <i>mm.</i> (3)	<i>mm. en el</i> <i>intervalo</i> (4)	<i>Intensidad</i> <i>mm/h.</i> (5)
0 h.		0,0		
0 h. 30 m.	30	1,5	1,5	3
0 h. 45 m.	15	4,0	2,5	10
1 h. 30 m.	45	13,0	9,0	12
1 h. 39 m.	9	16,0	3,0	20
1 h. 45 m.	6	21,0	5,0	50
1 h. 51 m.	6	29,0	8,0	80
2 h. 03 m.	12	42,0	13,0	65
2 h. 12 m.	9	49,2	7,2	48
2 h. 21 m.	9	55,2	6,0	40
3 h. 00 m.	39	65,6	10,4	16
3 h. 30 m.	30	70,6	5,0	10
4 h. 30 m.	60	75,6	5,0	5
5 h. 00 m.	30	76,6	1,0	2

Las columnas (1) y (3) se obtienen directamente del aparato. Las (2) y (4) se deducen a partir de las (1) y (3), respectivamente, por diferencia. La (5) se calcula mediante las (2) y (4). Así, el primer dato de intensidad será:

$$i_1 = \frac{60 \times 1,5}{30} = 3, \text{ etc.}$$





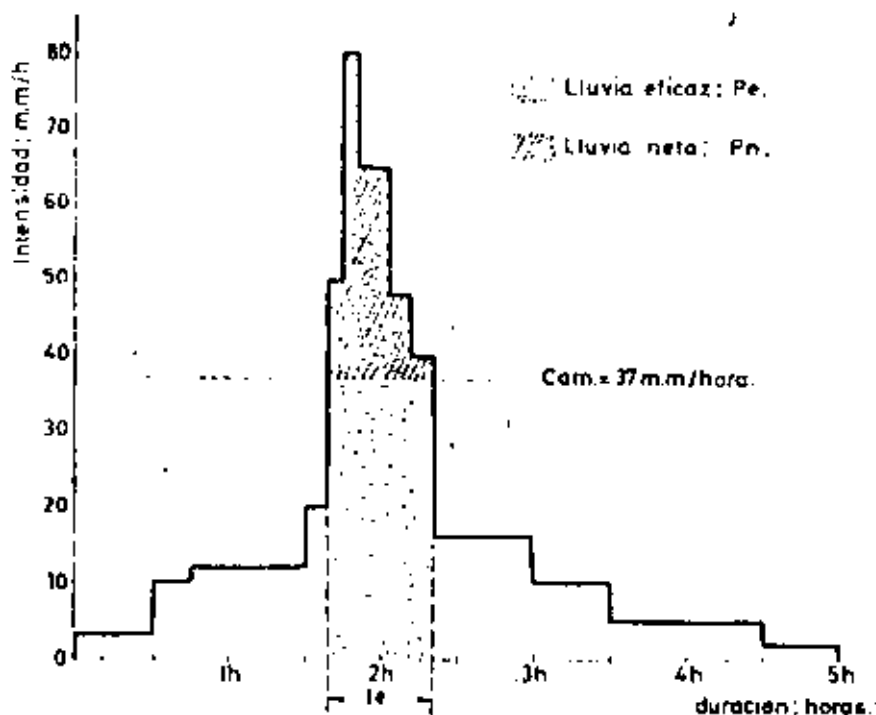


FIG. 52.—Yetograma de una tormenta de intensidad variable.

A partir de las columnas (1) y (5) se obtiene el yetograma de la tormenta representado en la figura 52.

El volumen de escorrentía directa, de cuya determinación hablaremos al estudiar la separación de los componentes de un hidrograma, ha sido de 332.500 m<sup>3</sup>.

Por lo tanto:

$$V_r = 332.500 \text{ m}^3$$

$$P_n = \frac{332.500}{2.500} \cdot 10^{-1} = 13,3 \text{ mm.}$$

Con este valor y por planimetría sobre el yetograma se deduce que la lluvia neta corresponde al área rayada, con un límite inferior igual a la capacidad media de absorción de 37,0 mm/h., de donde:



$$C_{2m} = 37,0 \text{ mm/hora.}$$

Proyectando la intersección de  $C_{2m}$  con el yelograma sobre el eje de los tiempos, se obtiene la lluvia eficaz (área punteada) y su duración, resultando:

$$P_e = \frac{1}{60} (50 \times 6 + 80 \times 6 + 65 \times 12 + 48 \times 9 + 40 \times 9) = 39,2 \text{ mm.}$$

$$t_e = 6 + 6 + 12 + 9 + 9 = 2 \text{ h. } 21 \text{ min.} = 1 \text{ h. } 39 \text{ min.} = 42 \text{ min.}$$

Al aplicar la ec. [68] se obtiene la identidad

$$\frac{39,2 - 13,3}{42}, 60 = 37,0 \text{ mm/h.}$$

### 7.2.3. La vegetación

El efecto de la vegetación puede resumirse de la forma siguiente:

a) Retarda la escorrentía directa al constituir un obstáculo para la circulación de las aguas superficiales.

b) Aumenta la permeabilidad en la zona radicular, favoreciendo con ello la infiltración.

c) Evita en gran parte la compactación producida en el suelo al caer las gotas de lluvia directamente sobre él, favoreciendo con ello la infiltración y dificultando la escorrentía directa.

De aquí que, en una cuenca con tupida vegetación, sean menores los efectos de erosión del suelo, así como los caudales punta de avenidas.

Un ejemplo de este efecto favorable se manifiesta por los planes de repoblación forestal en las zonas cuyas aguas desembocan en embalses, para evitar su aterramiento.

### 7.3. Factores climáticos

Son numerosos los que ejercen influencia sobre la distribución de la escorrentía, siendo el más importante la precipitación, aunque la temperatura, velocidad del viento, humedad del aire, etc., deben también considerarse por sus efectos sobre la evaporación, deshielos, etc.



Según las formas de precipitación, las características del hidrograma son diferentes según se trate de lluvia, nieve o granizo, siendo la respuesta más rápida en el primero de los casos.

La intensidad hemos visto que regula, juntamente con la capacidad de infiltración, la cantidad de escorrentía resultante.

A igualdad de los demás factores, la duración de la lluvia tiene un efecto particularmente interesante. Al ir aumentando ésta, lo hace también el caudal punta resultante hasta un cierto valor, en que permanece constante e independiente de aquélla. Esta duración de la tormenta, que da lugar al caudal máximo, coincide con el tiempo de concentración en la cuenca  $t_c$  y, como veremos al estudiar el método racional, sirve para determinar la intensidad de una tormenta que con una duración igual a  $t_c$  sea, como término medio, igualada o excedida una vez cada  $T$  años.

Este número de años, fijado con arreglo a las características sociales, técnicas y económicas del proyecto, se denomina período de retorno y es otro de los parámetros de gran importancia en hidrología.

Si la tormenta se va desplazando dentro de la cuenca, el mayor caudal punta se obtiene cuando la dirección de este desplazamiento es desde las cabeceras a la salida, habiendo una velocidad crítica tal que el tiempo empleado en recorrerla es igual al de concentración.

La forma del yotograma es también decisiva, pues si las fuertes intensidades se producen al principio de la tormenta, los caudales máximos serán menores que si éstas se presentan al final, cuando la velocidad de infiltración es menor, debido al aumento de humedad del suelo desde que comenzó la lluvia.

Además de estas características, inherentes a la tormenta que se considera, hemos visto, al tratar de los índices de saturación, que las precipitaciones producidas en días anteriores ejercen también influencia tanto en la cantidad como en la distribución, en su forma y en el tiempo, de la escorrentía.





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE

VII. 6.- HIDROGRAMAS DE ESCORRENTIA. CALCULO DE LOS CAUDALES  
A EVACUAR EN LAS REDES DE DRENAJE SUPERFICIAL. ESTU  
DIO DE LOS DIVERSOS METODOS E HIPOTESIS DE CALCULO

DR. JOSE LUIS DE PACO LOPEZ-SANCHEZ

OCTUBRE, 1979

•



VII.6.- Hidrogramas de escorrentía. Cálculo de los caudales a evacuar en las redes de drenaje superficial. Estudio de los diversos métodos e hipótesis de cálculo.

Dr. José L. DE PACO

(1)

8.1. Concepto de hidrograma. Separación de la escorrentía directa y el caudal base

Se denomina hidrograma a cualquier gráfico representando las variaciones de alguna característica de la corriente a lo largo del tiempo. Estas relaciones pueden referirse a la velocidad, altura de agua en el cauce, caudal, etc., previamente fijada una sección en la que se realizan las mediciones. En nuestro estudio nos referiremos exclusivamente al caudal.

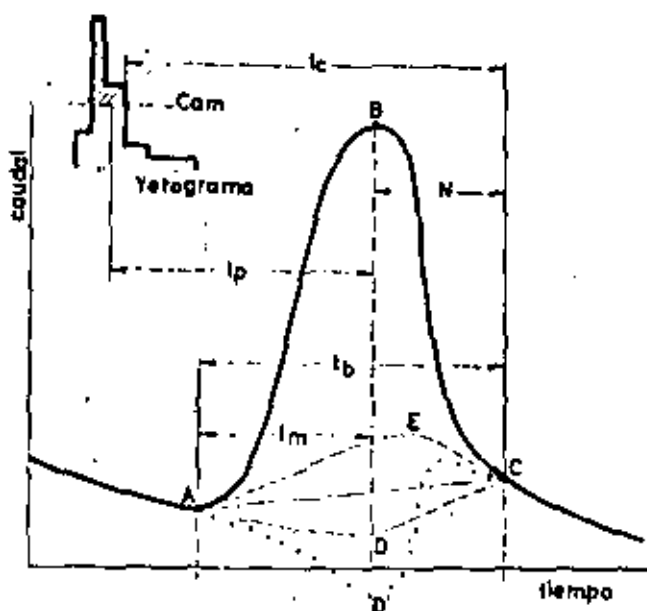


FIG. 53.—Hidrograma de una tormenta representando la variación del caudal con el tiempo.

(1).— José L. DE PACO.—"Drenaje agrícola. Teoría y bases de cálculo". Ministerio de Agricultura. Madrid 1969

Si desde que comienza una tormenta se realizan una serie de aforos en una sección fija de la corriente y se prolongan hasta algún tiempo después de terminada, se obtiene una curva del tipo de la indicada en la figura 53, que consta de una rama ascendente, relacionada con las características de la tormenta y de la cuenca de recepción; de un máximo y de una rama descendente representando la disminución del almacenamiento.

Se denomina tiempo de respuesta  $t_p$  al transcurrido desde el centro de gravedad de la parte del yetograma correspondiente a la lluvia eficaz hasta el momento en que tiene lugar el caudal máximo. Algunos autores toman en lugar de este último el correspondiente al centro de gravedad del hidrograma.

El tiempo de crecida,  $t_m$ , comprende desde el punto A, en que se aprecia por primera vez el aumento del caudal, hasta el instante en que éste es máximo.

El intervalo transcurrido desde el comienzo hasta el final de la escorrentía directa se denomina tiempo base,  $t_b$ .

El tiempo de concentración  $t_c$ , al que ya hemos aludido mediante su relación con las características físicas de la cuenca, puede aquí definirse rigurosamente como el transcurrido desde el final de la lluvia neta,  $P_n$ , hasta el final de la escorrentía directa correspondiente al punto C.

El gráfico representado en la figura 53 es un hidrograma total, y sus ordenadas en el tramo ABC son la suma en cada momento de las correspondientes al caudal base y a la escorrentía directa. Como veremos, en muchos casos es necesario separar ambos caudales para tener una visión directa de los volúmenes de agua correspondientes a uno y otro. Si bien se carece actualmente de un método riguroso que permita tal distinción, daremos algunos de los más empleados, no debiendo extrañar, por la razón indicada, al lector su arbitrariedad.

La forma más elemental de efectuar la separación es unir sencillamente mediante una recta los puntos A y C, origen y final de la escorrentía directa.

Otro método, muy empleado, consiste en prolongar la curva de agotamiento (ver párrafo 8.2), anterior a la ocurrencia de la tormenta,

hasta el tiempo correspondiente al caudal máximo, punto D, y desde éste trazar una recta hasta el C, situado a N días después del máximo. Para el cálculo de N, Linsley propone la fórmula:

$$N = 0,827 (A)^{0,2} \dots \quad [70]$$

en la que A es el área de la cuenca, en kilómetros cuadrados, y N el tiempo, en días.

Para la cuenca de 2.500 Has.:

$$N = 0,827 \times (25)^{0,2} = 1,57 \text{ días.}$$

El fundamento del método consiste en que, durante la rama ascendente, va aumentando el nivel del agua en el colector de forma que dificulta la entrada de las aguas subterráneas (caudal base) haciéndose coincidir el mínimo de entrada de éstas con la mayor elevación del nivel del agua en el cauce, es decir, el correspondiente al caudal máximo.

Sin embargo, ésta es una forma ciertamente peligrosa de enfocar la cuestión, pues puede suceder, y frecuentemente ocurre, que el nivel en el cauce durante la crecida sobrepase el de las aguas subterráneas de los terrenos adyacentes invirtiéndose entonces el sentido de la circulación y llegando el caudal base no solamente a ser pequeño, sino negativo. Este es el caso representado por la línea de puntos A, D', C en la figura 53.

Al hablar de la distinción entre caudal base y escorrentía directa (7.1) dimos, como una de las razones fundamentales para establecerla, las diferencias en los tiempos de efluencia de las aguas pertenecientes a unas y otras. Sin embargo, cuando las corrientes subterráneas conducen un caudal relativamente grande y a velocidad elevada, como puede ocurrir en las grietas y fisuras de los terrenos calizos, este tiempo se reduce considerablemente y puede existir un cierto paralelismo entre los hidrogramas. Entonces la forma de separación consiste en prolongar (tiempo atrás) la curva de agotamiento hasta un punto situado por debajo del de inflexión, punto E, y después unirla con el punto inicial de la crecida (A) por medio de una curva de ascenso. Rama A, E, C de la figura 53.

Una vez efectuada la separación por uno de los métodos descritos

puede determinarse el volumen de la escorrentía directa  $V_r$  por planimetría y la lluvia neta por la relación

$$P_n = \frac{V_r}{A}$$

## 8.2. Curva de agotamiento

En la rama de descenso del hidrograma puede hacerse una distinción útil tanto bajo el punto de vista de su significado físico como en el de su estudio analítico. Consiste en separar el tramo en que se produce escorrentía directa y subterránea del que sólo representa la efluencia de esta última, iniciado en el punto C de la figura 53. Esta última parte del descenso se denomina curva de agotamiento y representa la evacuación del almacenamiento de la cuenca correspondiente a las aguas de infiltración profunda que habiendo alcanzado el nivel freático entran a formar parte del acuífero.

El estudio matemático del agotamiento, más ampliamente aceptado, se deduce a partir del esquema representado en la figura 54.



FIG. 54.—Carga y descarga en un medio poroso.

Sean  $A$  y  $s$  las superficies que se indican,  $h$  la carga,  $L$  la longitud de la muestra del suelo a través de la que tiene lugar el movimiento y  $p$ ,  $q$ , los caudales de carga y descarga respectivamente.

De la aplicación de la Ley de Darcy se deduce:

$$d q = \frac{K \cdot s}{L} d h \quad [71]$$

Considerando que no hay evaporación, infiltraciones, etc., ha de verificarse, en un intervalo de tiempo  $d t$ .

Carga = descarga +  $\Delta$  almacenamiento

puediendo ser este último positivo o negativo según que  $p$  sea mayor o menor que  $q$ . Por lo tanto:

$$p = q + A \frac{d h}{d t} \quad [72]$$

combinando ambas ecuaciones se obtiene fácilmente

$$\frac{d q}{p - q} = a d t \quad [73]$$

en la que

$$a = \frac{K s}{A L} \quad [74]$$

Integrando la ec. [73] entre los límites ( $t = 0, q = q_0$ ); ( $t = t, q = q$ ), resulta:

$$-L \frac{p - q}{p - q_0} = a t \quad [75]$$

de donde:

$$q = q_0 e^{-at} + p (1 - e^{-at}) \quad [76]$$

que permite calcular el caudal de salida en función del tiempo y de la carga.

En el modelo estudiado se ha supuesto que en el recipiente de sección  $A$  solamente había agua. Si fuese un suelo habría que introducir la porosidad efectiva para calcular las variaciones del almacenamiento en función de las de  $h$ .

A lo largo de la curva de agotamiento no hay carga del acuífero por lo que  $p = 0$  quedando como ecuación:

$$q = q_0 e^{-at} \quad [77]$$

La disminución del almacenamiento en un intervalo de tiempo  $dt$  es:

$$dS = -q dt \quad [78]$$

Puede considerarse que el tiempo empleado en el agotamiento total es infinito, por lo que siendo  $S = S_0$  para  $t = 0$ , se tiene según [78]

$$S_0 = \int_0^{\infty} q_0 e^{-at} dt = \frac{q_0}{a} \quad [79]$$

La ec. [77] corresponde al caso de un solo acuífero, sin embargo, en una cuenca de recepción el caso general será que contribuyan a la efluencia simultáneamente varios de ellos de distintas características ya que será difícil que todas las zonas tengan las mismas propiedades. Esto lleva a considerar distintos valores de  $a$  para cada uno.

En el Apéndice X se dan conclusiones para este caso.

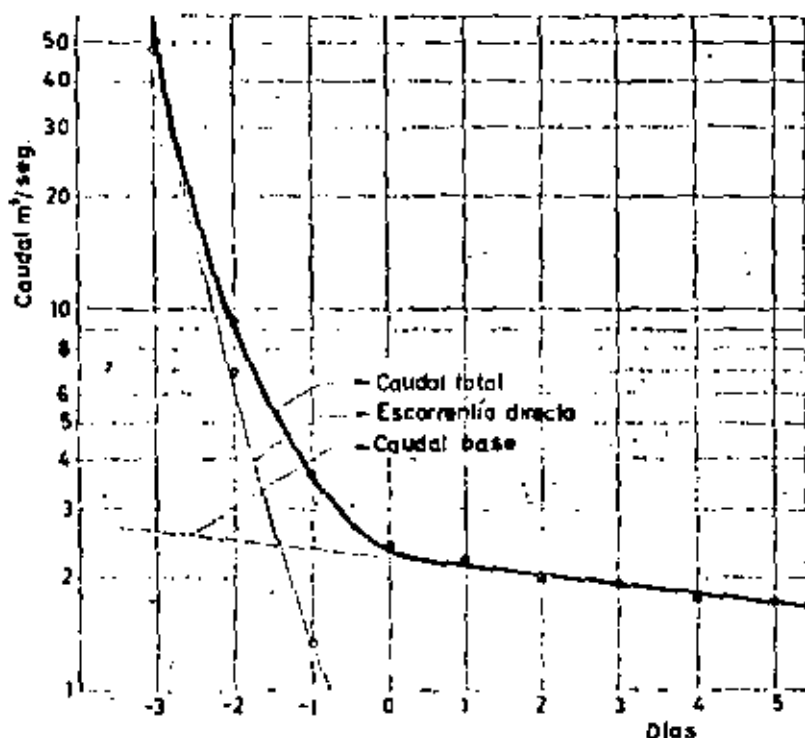


Fig. 55.—Separación del caudal base y la escorrentía directa por el método de Barnes.

Tomando logaritmos en la ec. [77] se obtiene:

$$\lg q = \lg q_0 - 0.434 a t \quad [80]$$

que se convierte en una recta al representarla en papel logarítmico (escala logarítmica en el caudal).

Esta propiedad de las curvas de agotamiento sugirió a Barnes una nueva forma de efectuar la separación entre el caudal base y la escorrentía directa que aparece representada en la figura 55, correspondiente al ejemplo dado a continuación.

Los aforos efectuados durante el descenso posterior a una tormenta dieron los siguientes resultados:

Aforo núm.	Día	Caudal (m <sup>3</sup> /seg.)
1	- 3	50,05
2	- 2	9,10
3	- 1	3,60
4	0	2,30
5	1	2,15
6	2	1,95
7	3	1,85
8	4	1,72
9	5	1,65

Al representarlos en papel logarítmico se observa que los correspondientes al último tramo (a partir del cuarto aforo) se ajustan bien a una recta. En este momento puede considerarse que deja de haber escorrentía directa constando el caudal de las aportaciones de aguas subterráneas solamente, habiéndose tomado como origen del tiempo  $t = 0$  el correspondiente a este día como venimos haciendo al plantear las condiciones iniciales.

Haciendo por procedimiento gráfico el ajuste de los puntos a una recta —en rigor debe hacerse por el método estadístico de regresión— se obtienen:

para  $t = 0$   $q = q_0 = 2.20$  m<sup>3</sup>/seg. (el ensayo dio 2.30)

$t = 5$  días,  $q = 1.65$  m<sup>3</sup>/seg.

según la ec. [80]

$$\lg 1'65 = \lg 2'20 - 0,434 a \quad 5$$

de donde

$$a = 0'057$$

Es también frecuente encontrar la ecuación [77] en la forma

$$q = q_0 K_0^t$$

siendo  $K_0 = e^{-a}$ ; por lo que en nuestro caso

$$K_0 = e^{-0,057} = 0,94$$

Determinada la ecuación de la recta (en papel-logarítmico), correspondiente al caudal, puede prolongarse hacia los días anteriores y restándola de la curva del caudal total, obtenida directamente mediante los aforos, deducir la correspondiente a la escorrentía directa, según se indica en la citada figura.

Cuando se dispone de varios tramos de la curva de agotamiento, por análisis de un hidrograma de gran duración, abarcando varios períodos de tormentas, puede obtenerse la total, mediante la superposición conveniente, tal como se indica en la figura 56.



FIG. 56.—Curva de agotamiento obtenida a partir de tramos aislados.



### 8.3. Hidrograma unitario

Empíricamente, se ha encontrado que los hidrogramas de escorrentía directa correspondientes a una serie de tormentas de intensidades  $i_1, i_2, \dots, i_n$ , constantes a lo largo del tiempo y tales que la duración de la lluvia neta,  $t_n$  (ver párrafo 7.2.2.), sea igual en todas ellas, tienen las siguientes propiedades (ver fig. 57):

a) El tiempo base,  $t_b$ , es el mismo.

b) Los caudales en cada momento son proporcionales a los volúmenes de escorrentía directa, es decir, los hidrogramas son afines.

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{v_1}{v_2}$$

c) La distribución en el tiempo es independiente de las tormentas caídas anteriormente.

Por otra parte, se ha observado que cuando la duración de una tormenta, de intensidad suficiente para producir escorrentía directa sobre

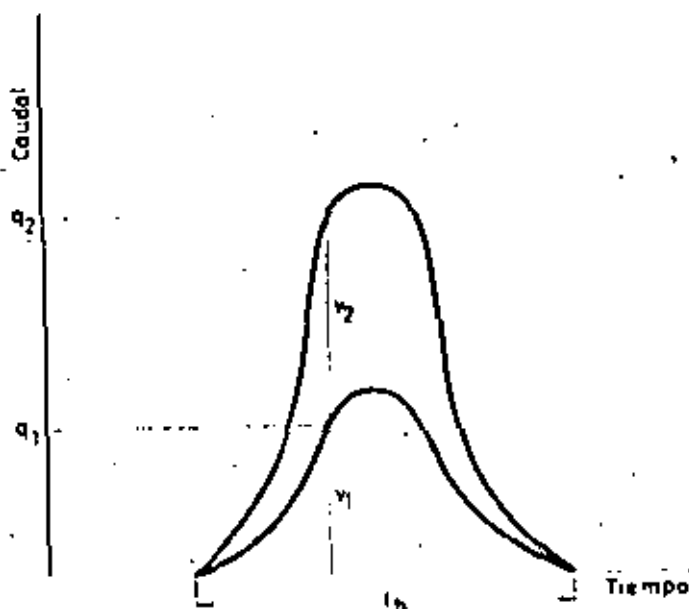


FIG. 57.—Afinidad en hidrogramas correspondientes a tormentas unitarias con la misma duración.

la totalidad de la cuenca, va disminuyendo, también lo hace el tiempo de crecida del hidrograma, hasta un valor mínimo  $t_{m_0}$  correspondiente a una duración unitaria  $T_u$ , por debajo de la cual permanece constante, es decir:

$$\begin{aligned} \text{para:} \quad & T_1 > T_2 > \dots > T_u > T'_1 > T''_2 \dots \\ \text{se verifica:} \quad & t_{m_1} > t_{m_2} > \dots > t_{m_0} = t'_{m_1} = t''_{m_2} = \dots \end{aligned} \quad [81]$$

Se llama tormenta unitaria a toda aquella homogénea en el tiempo y en el espacio capaz de producir escorrentía directa sobre toda la cuenca y tal que la duración de su lluvia neta sea igual o inferior a  $T_u$ .

Hidrograma unitario es el correspondiente a una unidad de escorrentía directa originada por una tormenta unitaria.

Al hablar de las componentes de la escorrentía directa vimos que estaba formada por la superficial y la hipodérmica, habiendo autores que aplican la teoría del hidrograma unitario exclusivamente a la escorrentía superficial. Sin entrar en este tema, haremos notar que la separación en un hidrograma de ambas es más difícil que la expuesta para el caudal base, y generalmente carece de interés, salvo en algunos casos especiales, como zonas forestales de escasa pendiente. Por esta razón adoptamos el criterio, quizás menos exacto, pero más práctico, de considerar la escorrentía directa como base para las aplicaciones del hidrograma unitario. El lector puede documentarse más ampliamente en este tema en las referencias 13, 14 y 15 de Bibliografía.

En virtud de su definición, a lo largo de un período de tiempo, puede haber varias tormentas que reúnan las características de unitarias, aun teniendo distintas intensidad y duración, y como el tiempo base de un hidrograma depende tanto de esta última como del tiempo de concentración de la cuenca, es evidente que se obtendrían valores distintos para cada una. Por ello, una vez deducidos los hidrogramas unitarios correspondientes a varias tormentas —debiendo tener todas ellas una duración de lluvia neta aproximadamente igual, por las razones anteriores—, es necesario trazar a partir de ellos un hidrograma unitario medio con arreglo a las normas que más adelante se dan.

El método para la obtención de hidrogramas unitarios, cuando se

dispone de registros de intensidades de lluvias y aforos de caudales, consiste en analizar durante un periodo de tiempo suficientemente largo los yetogramas (en este párrafo nos referimos siempre a lluvias netas), juntamente con los hidrogramas correspondientes; aislar las tormentas que pueden ser consideradas como unitarias, separando en sus hidrogramas la escorrentía directa y el caudal base; representar el hidrograma de escorrentía directa y hallar el volumen de ésta por planimetría, refiriéndolo después a altura uniforme sobre la cuenca al dividirlo por su superficie. Finalmente, dividiendo las ordenadas del hidrograma por esta altura se obtienen las ordenadas correspondientes al hidrograma unitario.

En nuestra cuenca de 2.500 Has. se han hecho aforos correspondientes a la crecida de una tormenta unitaria, arrojando, una vez deducido el caudal base, los siguientes resultados:

Tiempo en horas	Caudal (E. directa): m <sup>3</sup> /seg.
0	0,0
1	3,0
2	11,5
3	11,0
4	7,0
5	4,0
6	1,8
7	0,0

que aparecen representados en la figura 58:

A partir del hidrograma se obtiene que el volumen de la escorrentía directa total es de

$$V = 138.060 \text{ m}^3$$

lo que representa una altura de lluvia, uniformemente distribuida sobre la totalidad de la cuenca, de

$$h = \frac{138.060}{2.500 \times 10^4} \cdot 1.000 = 5,5 \text{ mm.}$$

Adoptando como unidad de escorrentía 1 mm., las ordenadas del hi-

drograma unitario se obtendrán dividiendo las del observado por 5,5, resultando:

Tiempo en horas	Ordenadas del hidrograma unitario ( $m^3/seg/mm.$ )
0	0,00
1	0,55
2	2,10
3	2,00
4	1,27
5	0,73
6	0,29
7	0,00

Una forma de gran utilidad de representar el hidrograma unitario es la del diagrama de distribución, que consiste en un gráfico en el que se toman como tiempo las mismas unidades, y en ordenadas el porcen-

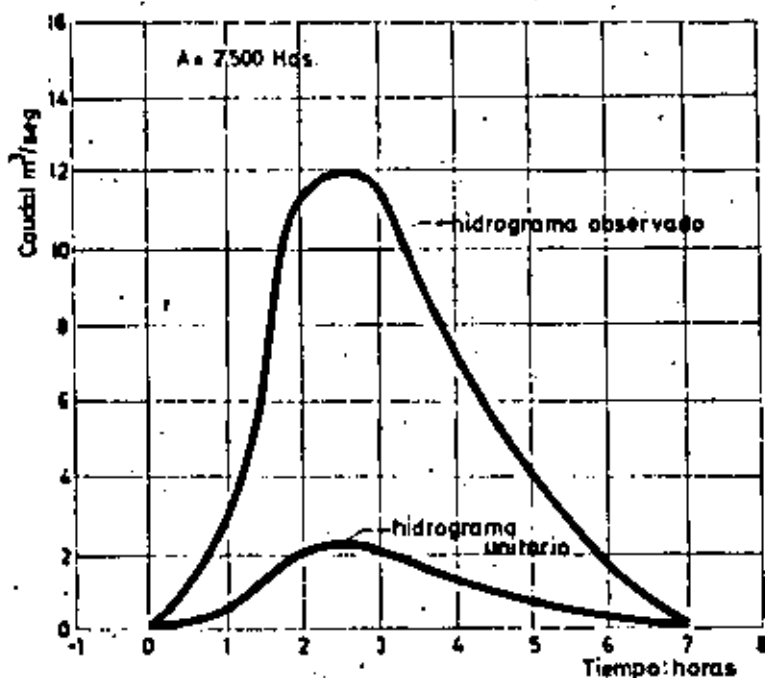


FIG. 58.—Deducción del hidrograma unitario a partir de otro observado:

taje de la escorrentía total correspondiente a cada unidad, calculadas por planimetría a partir del hidrograma, que con esta transformación adopta la forma escalonada correspondiente a la figura 59, en la que se ha calculado el diagrama correspondiente al hidrograma unitario del ejemplo anterior, habiéndose aumentado la escala vertical para mayor claridad.

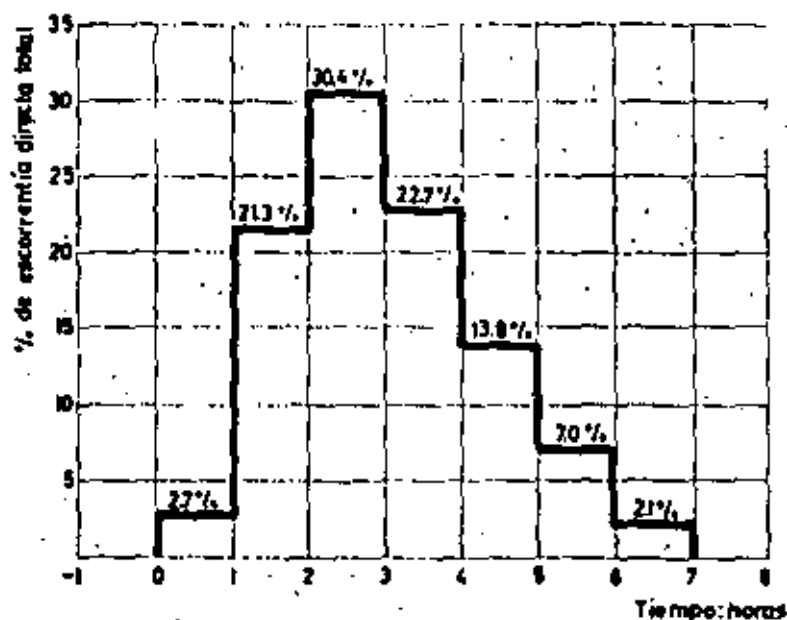


Fig. 59.—Diagrama de distribución correspondiente al hidrograma unitario de la figura 58.

El diagrama de distribución se emplea, como veremos en el párrafo 8.8, para determinar el caudal punta producido por una borrasca cuando se ha determinado la lluvia neta correspondiente y una vez descompuesta en tormentas unitarias, siendo, por tanto, de especial interés en la resolución de muchos problemas de hidrología.

Obtenido un hidrograma unitario para una tormenta de duración  $t$ , —nos referimos, como siempre, a lluvia neta—, es fácil determinar el correspondiente a otra de duración  $nt$ , siendo  $n$  entero. En la figura 60 se representa el caso de  $n = 2$ , que detallamos a continuación.

Si una vez terminada la tormenta de duración  $t_1$ , cuyo hidrograma unitario es OAB, se produce inmediatamente otra de la misma duración, dará lugar al hidrograma CDE, igual al anterior y desplazado  $t_1$  respecto a él. Como cada uno de ellos representa la unidad de escorrentía, al sumar en cada instante las ordenadas de ambos se obtendrá un hidrograma tal como el OFE, correspondiente a una lluvia de duración de  $2 t_1$ , de dos unidades de escorrentía directa, por lo cual es inmediata la obtención del hidrograma unitario para  $2 t_1$ , sin más que dividir por 2 las ordenadas OFE, encontrándose el OGE buscado.

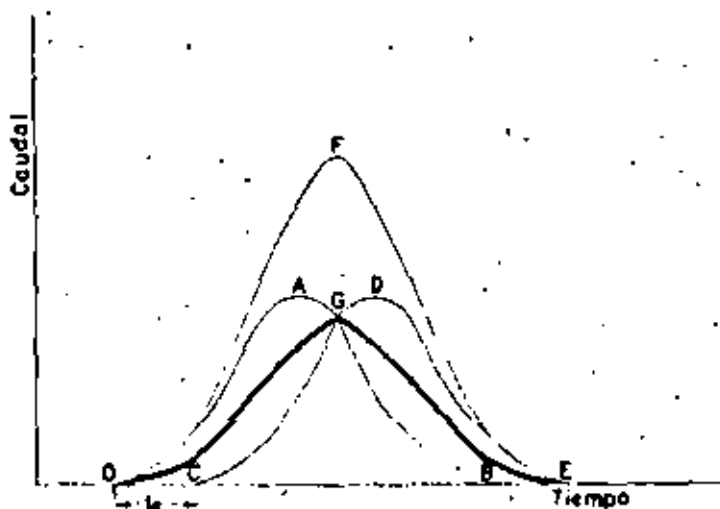


FIG. 60.—Hidrograma unitario para una tormenta de duración  $2t_1$ , obtenido del correspondiente a otra duración  $t_1$ .

Análogamente pueden obtenerse los hidrogramas para duraciones  $3 t_1$ ,  $4 t_1$ , etc. Sin embargo, se comprende la limitación de este método al no poder ser aplicado a una amplia gama de intervalos de tiempo y, por otra parte, únicamente pueden deducirse hidrogramas correspondientes a tormentas de mayor duración que la obtenida.

Mediante la aplicación de la curva S, denominada así por su forma pueden efectuarse mucho más fácilmente tales deducciones de unos hidrogramas a partir de otros de  $t_1$  distinta, como veremos a continuación.

Supongamos que en una cuenca estuviese cayendo durante un tiempo indefinido una tormenta de intensidad  $i$  (neta) que produjese una

unidad de escorrentía directa cada  $t_u$  horas. El hidrograma resultante adoptaría la forma representada en la figura 61, parecida a una S. Si el tiempo base correspondiente a un hidrograma unitario es  $t_b$ , a partir de este momento las ordenadas permanecerían, teóricamente, constantes con un valor dado por:

$$q = \frac{UA}{t_u} 10^{-3} \text{ m}^3/\text{hora} \dots \quad [81]$$

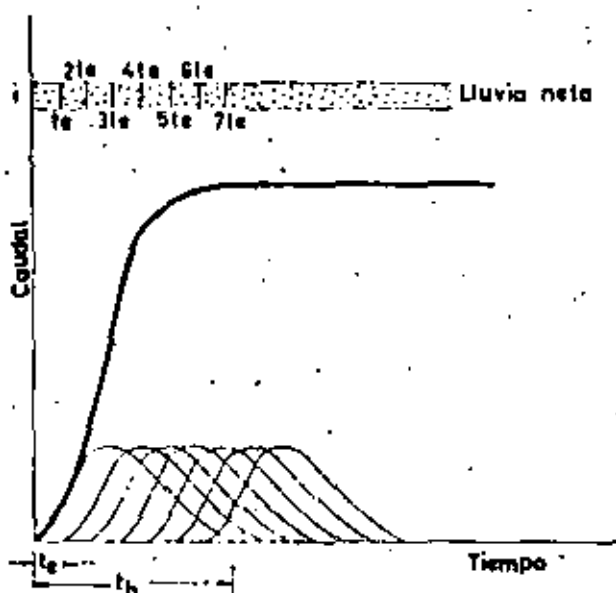


FIG. 61.—Obtención de una curva en S a partir de una suma de hidrogramas unitarios.

en la que  $U$  es la unidad de escorrentía directa en mm.;  $A$ , el área de la cuenca en  $\text{m}^2$ , y  $t_u$ , la duración en horas. La curva S podrá obtenerse por la suma de las ordenadas en cada momento de los hidrogramas unitarios correspondientes a la duración  $t_u$ .

Es evidente que si representamos en un mismo gráfico las diferencias de las ordenadas de dos de estas curvas S, idénticas, desplazadas  $t_u$ , obtendremos el hidrograma unitario  $t_b$ ; pero si están desplazadas un periodo  $t'_u$ , el hidrograma resultante al efectuar dicha diferencia encerrará una escorrentía correspondiente a  $t'_u/t_u$  unidades, y,





Es obvio que, en un largo período, son muy variadas las características: intensidad, altura, duración, etc., de las tormentas registradas en una zona, y si nos detenemos a analizar los caudales punta que cada una de ellas producen, observaríamos que varían entre límites muy amplios, encontrándonos, en principio, desorientados en la elección de cuál sería el que ha de evacuar nuestra zanja proyectada.

Si se dispusiese, cosa que rara vez ocurrirá, de un hidrograma de larga duración, dado que, evidentemente, resultaría antieconómico diseñar una sección capaz de evacuar el máximo de los caudales observados, una forma de eliminar la indecisión consistiría en determinar, por análisis estadístico, un valor que, como término medio, fuese igualado o excedido una sola vez cada  $T$  años, lo que equivaldría a admitir una insuficiencia periódica, pero sometida a un control estadístico, de la sección.  $T$  es el período de retorno del caudal elegido, del que ya se habló en el caso de elección de una lluvia (párrafo 7.3) y que en seguida volveremos a encontrar.

En general se dispone con mayor facilidad de datos referentes a la pluviometría que a los de caudal, siendo entonces el procedimiento el siguiente: Una vez elegida la tormenta, se determinará la correspondiente lluvia neta, bien sea por conocerse la curva de absorción correspondiente o la capacidad media de absorción, o empleando correlaciones precipitación-escorrentía. Determinada  $P_n$ , se dividirá ésta en intervalos de tiempo iguales a la duración unitaria (ver párrafo 3.3.), obteniéndose así una serie ininterrumpida de tormentas unitarias, cada una de las cuales producirá un volumen de escorrentía directa  $V_u$ . Aplicado a cada uno de estos volúmenes los porcentajes correspondientes al diagrama de distribución de la cuenca, se obtendrán, a su vez, una serie de diagramas, desfasados cada uno del anterior en  $t_u$  (duración unitaria), de tal forma que sumando en cada momento las ordenadas de todos los que concurren puede obtenerse el caudal total (escorrentía directa) correspondiente. Completando el gráfico hasta aplicarlo a la última tormenta unitaria, resultará un hidrograma de escorrentía directa, cuyo caudal máximo es el buscado.

En cuencas pequeñas, debido a la mayor uniformidad en cuanto a la distribución espacial de las precipitaciones registradas, es más sencilla la elección de tormenta, dada la relación empírica encontrada entre la duración ( $t$ ) e intensidad ( $I$ ) para las que tienen la misma frecuencia, expresada por la fórmula:

individuales, pero no como la media aritmética máxima de las ordenadas correspondientes a cada tiempo. Después, delimitando el tiempo base  $t_b$  de forma que se ajuste lo mejor posible a los de cada uno y teniendo en cuenta que el área encerrada deberá ser igual a la unidad de escorrentía directa, puede terminar de trazarse el hidrograma unitario definitivo. En la figura 63 aparece representado esquemáticamente el proceso de obtención a partir de los hidrogramas (1) y (2), obtenidos experimentalmente.

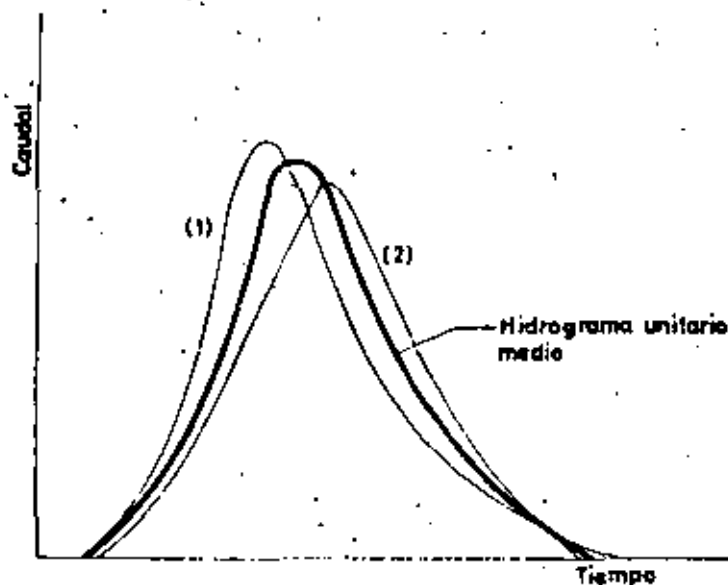


FIG. 63.—Deducción del hidrograma unitario medio a partir de dos experimentales.

#### 8.4. Determinación de caudales máximos por medio del hidrograma unitario

El dimensionado de la sección transversal de una zanja colectora de las aguas procedentes de una cuenca de recepción puede abordarse una vez fijados el caudal que ha de evacuar y la pendiente, pudiendo ser ambas magnitudes constantes o variables, según las circunstancias específicas que concurren en cada caso; de ahí que, como se ha dicho repetidas veces, sea el cálculo de caudales punta uno de los temas de mayor interés dentro del campo de la hidrología, constituyendo el fin al cual van a parar una amplia gama de ensayos e investigaciones.

$$i = K \frac{T^x}{a + t^n} \dots \quad [83]$$

En la que T es el periodo de retorno, y a, x, n, constantes, variando con la situación geográfica. Esta relación indica una disminución de la intensidad, al aumentar la duración, en lluvias de igual frecuencia. Por lo tanto, el problema se reduce a determinar, una vez fijado T, cuál será la duración crítica que provocará el caudal máximo, ya que por la ecuación [83] obtendremos la intensidad correspondiente.

Para cuencas de pequeña extensión ( $A < 3.000$  Has. aproximadamente), la duración crítica puede tomarse igual a la duración unitaria (párrafo 8.3), la cual es igual, a su vez, al tiempo de crecida.

Una vez elegida la tormenta con arreglo a estas normas, se sigue el procedimiento anteriormente indicado para tormentas de duración superior a la unitaria, es decir, determinar la lluvia neta, y, aplicando la teoría expuesta del hidrograma unitario y diagrama de distribución, determinar el hidrograma y caudal máximo correspondientes.

Hasta ahora nos hemos referido a caudales de escorrentía directa; por tanto, para conocer el caudal total, será necesario hacer una estimación del caudal base probable en la época en que pueda producirse la tormenta elegida y sumarlo a los obtenidos por los métodos anteriores, deduciendo así el caudal máximo total para el que deberá proyectarse la sección, una vez fijada su pendiente y restantes factores que intervienen en el cálculo hidráulico.

### 8.5. Hidrogramas unitarios sintéticos

La escasez de datos hidrológicos en largos periodos de tiempo, a que nos hemos referido en el apartado anterior, han llevado a diversos investigadores: Zoch (1934), Nash (1958), Clark (1945), O'Kelly (1955), etc., a estudiar diversos modelos matemáticos que faciliten el cálculo de los hidrogramas de escorrentía.

Un concepto básico en estos modelos es el de hidrograma unitario instantáneo (H. U. I.), que sería el correspondiente a la escorrentía directa en una cuenca en la que cayese instantáneamente una tormenta cuya lluvia neta fuese la unidad. La función que expresa la variación

de estos caudales con relación al tiempo se designa por  $u(o, t)$ ; como, evidentemente, la duración de esta tormenta es inferior a la crítica, son aplicables los principios del hidrograma unitario. Si ahora consideramos una tormenta de intensidad neta  $i(T)$ , la altura caída durante el intervalo  $dT$  contribuye al caudal de efluencia en el tiempo  $t$  en:

$$dQ_c = i(T) \cdot dT \cdot u(o, t - T)$$

y el caudal total en este instante es:

$$Q_c = \int_0^t u(o, t - T) i(T) dT \dots \quad [84]$$

Cuando la duración es inferior a la crítica, la distribución de la lluvia neta tiene escasa influencia sobre el hidrograma resultante. Por otra parte, las fuertes tormentas de corta duración proporcionarán hidrogramas unitarios muy semejantes al H.U.I. De ahí que constituya éste un buen instrumento para el estudio de hidrogramas de cuencas no aforadas.

El paso de la función  $u(o, t)$  a la  $u(t_c, t)$ , correspondiente al hidrograma unitario, para una tormenta de duración  $t_c$ , se deduce de la ecuación [84], considerando una intensidad constante  $i/t_c$  (neta) durante un intervalo de tiempo  $t_c$ , de forma que la escorrentía directa sea igual a la unidad, es decir:

$$u(t_c, t) = \frac{1}{t_c} \int_{t-t_c}^t u(o, t) dt \dots \quad [85]$$

De esta expresión se obtiene un sencillo procedimiento gráfico, que se representa en la figura 64, para la obtención de hidrogramas unitarios de cualquier duración  $t_c$ .

Si O A B es el H. U. I., tomando los caudales correspondientes  $q_1$  y  $q_2$  a dos abscisas desplazadas  $t_c$ , calculando la media y tomándola como ordenada en el tiempo  $t$ , ésta será la correspondiente al hidrograma buscado.

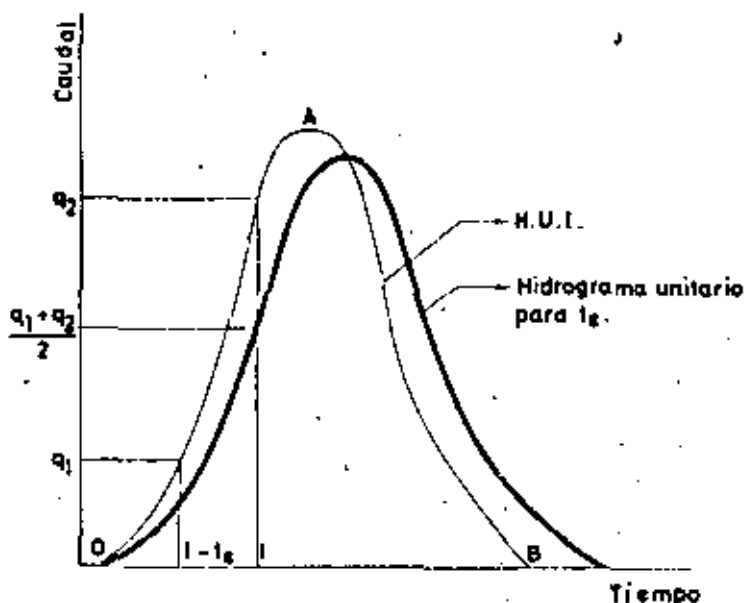


FIG. 64.—Deducción de un hidrograma unitario de  $t_c$  horas a partir del H.U.I.

En el apéndice XI se dan algunas expresiones de la función  $u(0, t)$  y su deducción para el caso más sencillo de un almacén lineal, así como el cálculo del tiempo de respuesta  $t_p$ .

### 8.6. Hidrograma triangular

Este método, desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (U. S. S. C. S.), está fundado en la sustitución del hidrograma real unitario por un hidrograma triangular, de forma que el tiempo en que comienzan ambos sea el mismo, los caudales punta y el momento en que se producen sean iguales y la escurrentía directa correspondiente tenga el mismo valor. El tiempo base es distinto, pero las diferencias más pronunciadas se encuentran al final de la curva de descenso, lo que, para la finalidad que se persigue, carece de importancia.

Proporciona la forma sencilla y útil de determinar los caudales punta en cuencas no aforadas que exponemos a continuación, refiriéndonos a la figura 65.

Los datos necesarios para el cálculo son:

$P_n$  = lluvia neta (mm.).

$t_c$  = duración de la lluvia neta (horas).

$L$  = longitud del curso de agua más largo (m.).

$H$  = desnivel entre el punto más alejado y la salida (m.).

$A$  = superficie de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

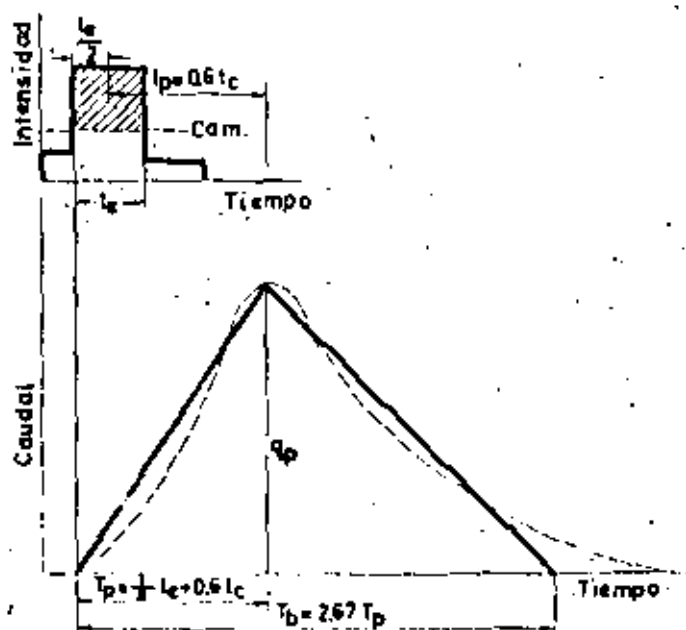


FIG. 65.—Hidrograma triangular unitario del Servicio de Conservación de Suelos (Estados Unidos).

A partir de éstos se determinan:

1. Tiempo de concentración ( $t_c$ ):

$$t_c = 32.5 \cdot 10^{-5} \cdot K^{0.770} \dots \quad [B6]$$

en la que:

$$K = \frac{L}{\sqrt{S}}; \quad S = \frac{H}{L}$$

La ecuación [86] viene representada por una línea recta en papel logarítmico, por lo que en el gráfico número 3, una vez determinado K, se obtiene el valor de  $t_c$  en horas.

2. Tiempo en alcanzarse el caudal máximo desde el principio del hidrograma ( $T_p$ ).

$$T_p = \frac{t_n}{2} + 0,6 t_c \dots \quad [87]$$

El tiempo de respuesta viene estimado por:

$$t_p = 0,6 t_c \dots \quad [88]$$

3. Tiempo base del hidrograma:

$$t_b = 2,67 T_p \dots \quad [89]$$

4. Caudal punta para 1 mm. de escorrentía directa:

$$q_p = \frac{0,21 A}{T_p} \dots \quad [90]$$

con A en Km<sup>2</sup>  $T_p$  en horas y  $q_p$  en m<sup>3</sup>/seg/mm.

5. Caudal punta para la escorrentía directa correspondiente a  $P_n$ :

$$Q_p = \frac{0,21 A}{T_p} \cdot P_n \dots \quad [91]$$

6. Caudal total:

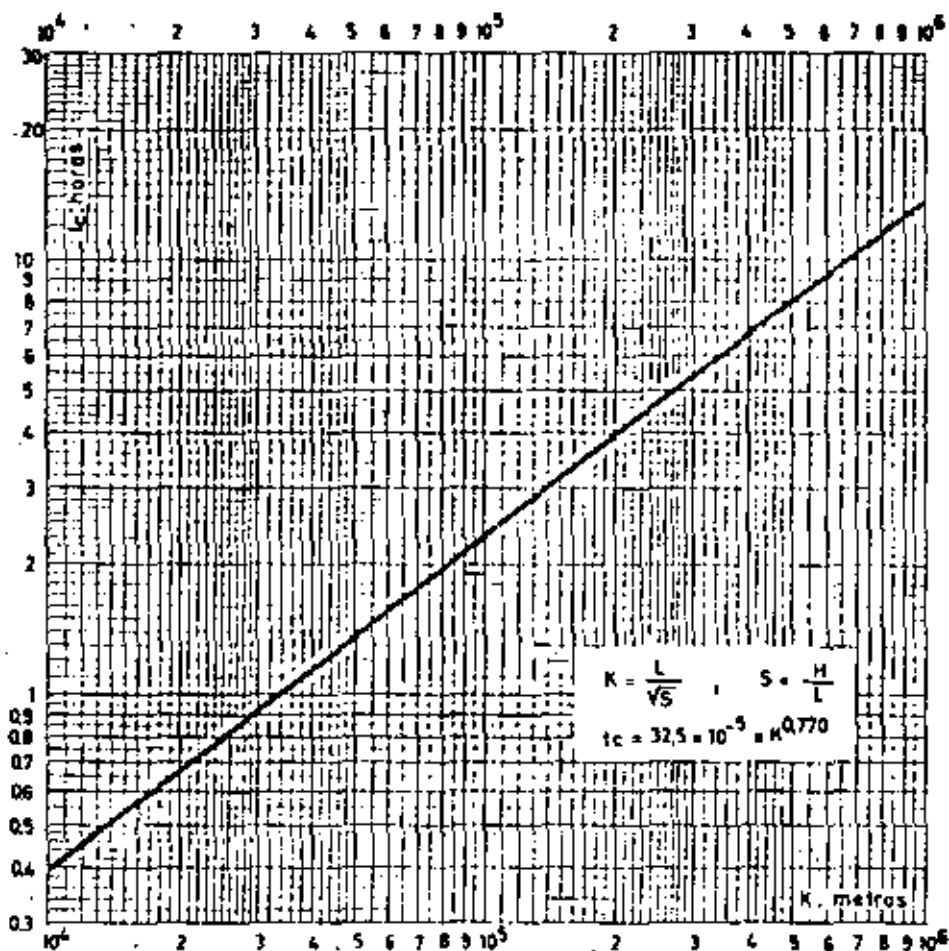
$$Q_t = Q_p + Q_b \dots \quad [92]$$

donde  $Q_b$  es el caudal base estimado en la época en que se produce la tormenta.

Ejemplo: Calcular el caudal máximo en una cuenca con superficie de 2500 Has., siendo la longitud del desagüe más largo de 10 Km. y la diferencia de nivel de 140 m. si la tormenta da lugar a una lluvia neta de 5 mm. en 0,70 horas. El caudal base es 1,30 m<sup>3</sup>/seg.

GRAFICO N°1

Determinación del tiempo de concentración



1. Tiempo de concentración:

$$S = \frac{H}{L} = \frac{140}{10.000} = 0,014$$

$$K = \frac{L}{\sqrt{S}} = \frac{10.000}{\sqrt{0,014}} = 84.745$$



Empleando la ecuación [86] o entrando con este valor de K directamente en el gráfico número 3, se obtiene:

$$t_c = 2,02 \text{ horas}$$

2. Tiempo en alcanzarse el caudal máximo:

$$T_p = \frac{t_c}{2} + 0,6 t_c = \frac{0,70}{2} + 0,6 \times 2,02 = 1,56 \text{ horas}$$

3. Tiempo base:

$$t_b = 2,67 T_p = 2,67 \times 1,56 = 4,16 \text{ horas}$$

4. Caudal punta para 1 mm. de escorrentía directa:

$$q_p = \frac{0,21 \cdot A}{T_p} = \frac{0,21 \times 25}{1,56} = 3,36 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm.}$$

5. Caudal punta para la tormenta elegida:

$$Q_p = P_n q_p = 5,0 \times 3,36 = 16,80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

6. Caudal total máximo:

$$Q_t = P_p + Q_p = 16,80 + 1,3 = 18,1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

### 8.7. Método racional

Para una frecuencia dada, cuanto mayor es la duración, menor es la intensidad media de la lluvia igualada o excedida, y viceversa.

El principio del método racional consiste en admitir que, dado un período de retorno (T), el caudal máximo en una cuenca de recepción se producirá para una lluvia de duración igual al tiempo de concentración  $t_c$ .

Cuando la duración es  $t_c$ , toda la cuenca está contribuyendo al caudal en el punto de salida. Si es mayor que  $t_c$ , la intensidad será menor y, por tanto, menor el caudal. Por el contrario, si es menor que  $t_c$  la intensidad será mayor, pero solamente contribuirá una parte de la cuenca.

La expresión fundamental del método es:

$$Q = \frac{1}{360} \cdot C \cdot i \cdot A \dots \quad [93]$$

en la que:

$Q$  = caudal máximo en el punto de salida considerado, expresado en  $m^3/seg.$

$C$  = coeficiente de escorrentía, sin dimensiones.

$i$  = intensidad media, expresada en  $mm/hora$ , de lluvia, que, con una duración igual a  $t$ , será, como término medio, igualada o excedida una vez cada  $T$  años.

$A$  = superficie de la cuenca en hectáreas.

Aparte de la superficie de la cuenca y de la intensidad de la lluvia, todos los demás factores que vimos en el capítulo 7 inflúan en la escorrentía vienen estimados por el coeficiente  $C$ , no siendo, por tanto, necesario aclarar que la ecuación [93] es una simplificación de un fenómeno mucho más complicado.

La forma directa de calcular  $C$  para una cuenca determinada consiste en hacer una serie de mediciones de caudales máximos e intensidades de lluvias y aplicar la expresión

$$C = 360 \cdot \frac{Q}{i \cdot A}$$

Hemos visto que la capacidad de infiltración va disminuyendo a medida que aumenta el porcentaje de humedad contenido en el suelo, es decir, conforme transcurre la tormenta. Esto implicaría un aumento del coeficiente  $C$  con el tiempo. Por otro lado, la intensidad de la lluvia modifica, a su vez, en igualdad de las demás condiciones, la proporción de la escorrentía directa respecto al total de lluvia caída.

En la práctica se admite, como caso más favorable, que la lluvia cae sobre un terreno saturado, y cuando no se dispone de datos referentes a la cuenca objeto del proyecto pueden adoptarse los valores del coeficiente  $C$  que figuran en la siguiente tabla y empleados en Estados Unidos.

TABLA NUM. 6

Valores del coeficiente de escorrentía C, en la fórmula racional

Tipos de vege- sación	Pendiente %	TEXTURA		
		Franco arenosa	Franco arcillo- limosa Franco-limosa	Arcillosa
Forestal... ..	0 — 5	0,10	0,30	0,40
	5 — 10	0,25	0,35	0,50
	10 — 30	0,30	0,50	0,60
Praderas... ..	0 — 5	0,10	0,30	0,40
	5 — 10	0,15	0,35	0,55
	10 — 30	0,20	0,40	0,60
Terrenos cultivados.	0 — 5	0,30	0,50	0,60
	5 — 10	0,40	0,60	0,70
	10 — 30	0,50	0,70	0,80

De acuerdo con la distribución, dentro de la cuenca, de los diversos tipos de suelos y vegetación, puede determinarse el coeficiente de escorrentía global.

La intensidad de la lluvia que ha de emplearse, según la definición dada, se halla por medio de las relaciones altura-duración-frecuencia, representadas, para el caso particular del ejemplo que damos a continuación en el Apéndice XII.

El período de retorno empleado en los proyectos para zonas agrícolas suele ser de diez años.

El tiempo de concentración se calcula, como en el caso del hidrograma triangular, por la ecuación [86] o con el gráfico número 3.

Para aclarar el procedimiento calcularemos el caudal máximo que se obtendría en una cuenca con las siguientes características:

Superficie: A = 600 Has.

Vegetación y pendiente:

240 Has. de monte con pendiente del 10 al 20 %.

360 Has. cultivadas con pendientes del 5 al 10 %.

Capacidad de infiltración media correspondiente a la textura franco-limosa.

Longitud del curso de agua más largo:  $L = 4$  Km.

Desnivel entre las cotas extremos:  $H = 25$  m.

Situación: Valladolid.

Período de retorno: Diez años.

1. Coeficiente de escorrentía global:

Según los datos de vegetación, pendientes, suelo y la tabla número 6:

$$C = \frac{.240}{600} \times 0,50 + \frac{360}{600} \times 0,60 = 0,56$$

$$C = 0,56$$

2. Tiempo de concentración.

De forma idéntica a la expuesta para el hidrograma triangular en el párrafo 8.6, se obtiene:

$$t_c = 1,36 \text{ horas}$$

3. Intensidad media horaria de la lluvia de 1,36 horas de duración con período de retorno de diez años.

En el Apéndice XII figuran los datos de alturas de lluvias igualadas o excedidas como término medio, una vez para períodos de retorno de 3, 5, 10, 15, 20, 25 y 30 años, con duraciones desde 10 minutos a 24 horas, obtenidas de las series de valores máximos anuales correspondientes a Valladolid. Los datos han sido tomados de la publicación, ya citada, "Precipitaciones máximas en España. Régimen de intensidades y frecuencias", de F. Elías.

Por medio de los cálculos efectuados en el mencionado apéndice se obtiene una intensidad de

$$i = 17,13 \text{ mm/hora}$$

4. Caudal máximo:

$$Q = \frac{1}{360} \times C \cdot i \cdot A = \frac{0,56 \times 17,13 \times 600}{360} = 16 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 16 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El método racional tiene, como la mayoría de las fórmulas empíricas que se han propuesto, algunas fuertes objeciones, de las que daremos dos de la más importantes.

Al ser el caudal igual a la intensidad media de lluvia  $C. t$ , la ecuación [93] no tiene en cuenta la distribución de ésta a lo largo del tiempo que viene (párrafo 7.3) que ejerce influencia sobre la escurriencia.

Finalmente, con algunas formas de la cuenca de recepción, puede suceder que el caudal sea mayor, aunque sólo contribuya una parte de la misma. Por ejemplo, en la representada en la figura 66 el tiempo de

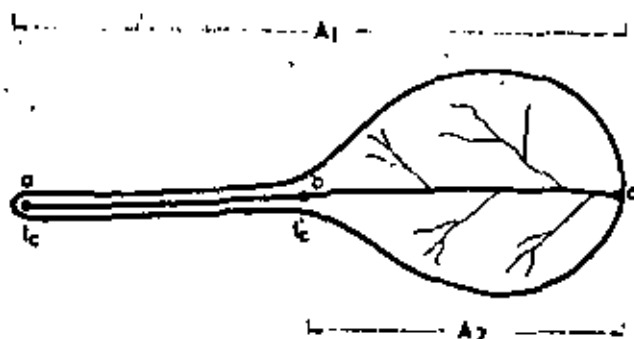


FIG. 66.—Cuenca en la que pueden no cumplirse las hipótesis del método racional.

concentración correspondiente al desagüe  $a c$  (toda la superficie  $A_1$  de la cuenca contribuye) es  $L$  y  $t_c$  cuando sólo contribuye al área cuyas aguas vierten directamente al tramo  $b c$  (superficie  $A_2$ ). Entonces resulta  $A_2 < A_1$  y  $t_c < t_a$ , si suponemos que la pendiente no varía apreciablemente en todo el desagüe. La intensidad de una lluvia de corta duración e igual periodo de retorno es mayor.

Los caudales máximos en ambos casos, si consideramos iguales los coeficientes de escurriencia, son:

$$Q_1 = C. A_1 i_1 \text{ para la totalidad de la cuenca.}$$

$$Q_2 = C. A_2 i_2 \text{ para la parte inferior.}$$

En la cuenca de la figura 66, las superficies  $A_1$  y  $A_2$  no diferirán mucho, pero sí los tiempos de concentración, y como al disminuir la dura-

ción de una tormenta ( $t' < t$ ) aumenta su intensidad, puede suceder que  $Q_2$  sea mayor que  $Q_1$ , pues basta con que se verifique

$$\frac{i_2}{i_1} > \frac{A_1}{A_2}$$

### 8.8. Embalses reguladores

En general, los métodos empleados en la práctica para disminuir los daños ocasionados por las avenidas pueden resumirse en dos grandes grupos: uno que comprende las medidas destinadas a regular la entrada y circulación de las aguas en la zona objeto de defensa y otro que abarca todas las formas de aumentar la capacidad de los desagües de la cuenca para evacuar las aguas que, con o sin regulación, entran en ellos.

Dentro del primero entran tanto las presas reguladoras como los diversos recursos que pueden emplearse para disminuir la escorrentía directa, es decir, nivelaciones, repoblación forestal, labores profundas, etc.

En el segundo están incluidas las obras de aumento de sección, limpieza y rectificación de cauces destinadas a darles una mayor capacidad en el transporte del agua.

El estudio de cada una de estas mejoras se saldría fuera del alcance de esta obra, limitándonos solamente a enunciar la forma en que las presas pueden regular, con su potencial de almacenamiento, la afluencia de caudales punta a las zonas que, situadas aguas abajo, han de defender.

En la figura 67 se representa esquemáticamente un embalse, siendo  $I$  el caudal de entrada,  $O$  el de salida y  $S$  el volumen de almacenamiento. Si despreciamos las pérdidas de evaporación e infiltración, la continuidad implica:

$$I = O + \frac{dS}{dt} \dots \quad [94]$$

El dimensionado de estas presas se basa en la resolución de esta ecuación, para lo cual puede ponerse en la forma finita:

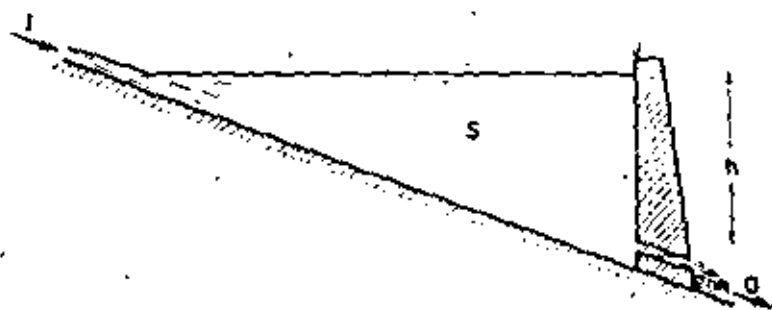


FIG. 67.—Embalse regulador de avenidas.

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} = \frac{I_1 + I_2}{2} + \left( \frac{S_1}{\Delta t} + \frac{O_1}{2} \right) - O_1 \quad [95]$$

donde los subíndices 1 y 2 indican los valores al principio y al final del intervalo de tiempo  $\Delta t$ . Para el paso de [94] a [95] se supone que la media de los valores de  $O$  al principio y al final de un período de tiempo  $\Delta t$  coincide con los respectivos valores medios en ese intervalo.

Para su resolución es necesario hallar una relación entre

$$\frac{S}{\Delta t} + \frac{O}{2} \text{ y } O$$

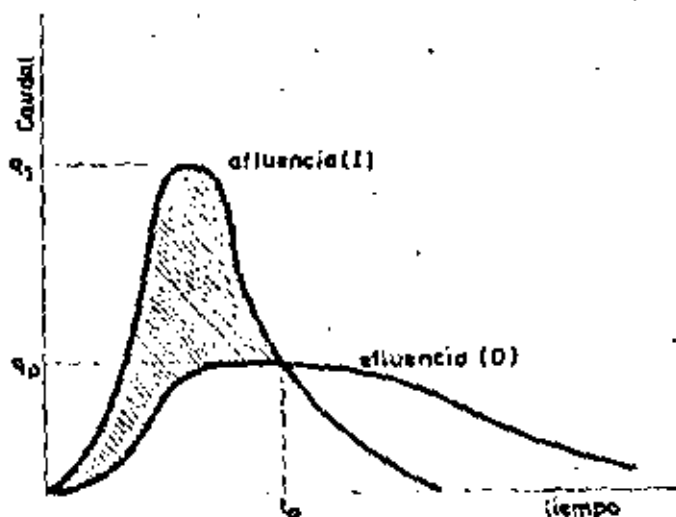


FIG. 68.—Hidrogramas de afluencia y efluencia en una presa reguladora.

habiéndose de conocer como datos base el hidrograma de afluencia y las relaciones entre la altura de agua  $h$ , el caudal de salida (mediante las fórmulas de salidas por orificios) y el almacenamiento  $S(h)$ , obteniéndose entonces el hidrograma de efluencia correspondiente.

En la figura 68 se representan esquemáticamente los hidrogramas de un embalse regulador, siendo el área rayada el almacenamiento máximo y donde puede observarse que el caudal punta de efluencia es considerablemente menor que el de entrada.



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE, DEL 1° AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

1. MAUREBERT ABURTO HERNANDEZ  
Av. Tamaulipas 56  
Col. Sta. Lucía  
México 19, D. F.
  2. MIGUEL ANGEL AGUILA SANCHEZ  
Alfonso Herrera 11-401  
Col. San Rafael  
México 4, D. F.
  3. EDGAR MARTIN SERGIO ANGELES H.  
Constituyentes 508-1  
Toluca, Méx.
  4. HORACIO ARCHO TENA  
Rancho el Vergel 96  
Col. Prado Coapa  
México 22, D. F.
  5. ESTEBAN ARISTA PUIGFERRAT  
Viv. de Coyocacán 203-A  
Viveros de la Loma  
Tlalnepantla, Edo. de Méx.
  6. LUIS BECERRIL TOLHDO  
Norte 80 No. 4233  
Col. Malinche  
México 14, D. F.
- |   |  |   |   |            |   |
|---|--|---|---|------------|---|
| D.D.F.<br>Av. Revolución 1747<br>Col. San Angel<br>México 20, D. F.<br>Tel. 548-27-33 y 548-25-93 | S.A.R.H.<br>Tonalá 104-2° piso<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-03-86 | CODAGEM<br>Conjunto Codagem<br>Metepec, Méx.<br>Tel. 6-09-99 ext. 110 | C.A.V.M.<br>Victoria 77<br>Col. Centro<br>México 1, D. F.<br>Tel. 521-96-22 | E.N.E.P.C. | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1° piso<br>Col. Tabacalera<br>México 14, D. F.<br>Tel. 546-85-51 |
|---|--|---|---|------------|---|

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DISEÑO, DEL 1° AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

<u>NOBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. IGNACIO BETANCOURT PARRA Albuferas 47 Col. Aguilas México 20, D.F. Tel. 523-24-06	S.A.R.H. Tonalá 104 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 574-03-86
8. DANIEL BONILLA SAPIEN Andador Cañada 70 Ciudad Labor Edo. de Méx.	E.N.E.P.C. Edo. de México Tel. 3-31-11
9. JOSÉ GALAZANS FIALLO CACERES Melchor Ocampo 42 Iguala, Guerrero. Tel. 2-33-48	U.A. DE GUERRERO Rfo Azul No. 2 Iguala, Gro. Tel. 236-83 y 2-13-65
10. DANIEL FRANCISCO CAMPOS Independencia 2915 Fracc. Hitano Nacional S.L.P. Tel. 21-606 y 34-912	S.A.R.H. Mariano Otero 600-A S.L.P. Tel. 34-912
11. RAFAEL JORGE CASTILLO ARTAS Bonampak 58 Col. Vértiz Narvarte México 13, D. F. Tel. 588-27-41	S.A.R.H. Reforma 35-10° piso Col. Centro México 1, D. F. Tel. 535-82-24
12. LUIS FELIPE CEDERBORG ALMEIDA Av. Deportes 94 Col. Las arboledas Tlalnepantla, Edo. de Méx. Tel. 379-11-43	E.N.E.P.C.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE, DEL 1° AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 13. | BENJAMIN CONTRERAS SANTACRUZ<br>Vía de la tierra 36<br>Col. Arcos de la Hacienda<br>Cuautitlán Izcalli,<br>Edo. de Méx. | E.N.E.P. CUAUTITLAN<br>Av. Cuautitlán Izcalli s/n<br>Edo. de Méx.<br>Tel. 3-31-11 ext. 372           |
| 14. | JOSÉ ANGEL CORTEZ CENICEROS<br>Sabana 20<br>Col. Atlanta<br>Cuautitlán Izcalli<br>Edo. de Méx.                          | E.N.E.P. CUAUTITLAN<br>Av. Cuautitlán Izcalli S/N<br>Edo. de Méx.<br>Tel. 3-31-11- ext. 372          |
| 15. | ROBERTO CORTES OCAMPO<br>Río Hondito 38<br>Fracc. Viveros del Río<br>Tlalnepantla, Edo. de Méx.                         | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1° piso<br>Col. Centro<br>México 1, D. F.<br>Tel. 546-85-51     |
| 16. | ALFREDO CORTES VALDEZ<br>Oriente 156 No. 151<br>Col. Moctezuma<br>México 9, D. F.<br>Tel. 571-52-91                     | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1° piso<br>Col. Tabacalera<br>México 1, D. F.<br>Tel. 535-30-16 |
| 17. | CARLOS LUIS CRUZ SUMARRAGA<br>Río Mixcoac 60-11<br>Col. Del Valle<br>México 12, D. F.                                   |  |
| 18. | VICTOR J. DEL RAZO TAPIA<br>Paseo de Francia 138 III secc.<br>Lomas Verdes<br>Naucalpan, Edo. de Méx.<br>Tel. 572-66-14 | S.A.R.H.<br>Tonalá 104-2° piso<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-04-50                     |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
IRREGACION, DEL 1º AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
19. J. ADOLFO DOMINGUEZ ROMERO Puebla 115-903 Col. Roma México 7, D. F.	S.A.R. H. Reforma 20-4º piso Col. Juárez México 1, D. F. Tel. 546-27-18
20. EDUARDO GARCIA TAPIA Av. Héroe de Padierna 61 San Jerónimo Lídice México 20, D. F. Tel. 595-04-30	S.A.R.H. Tonalá 104 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 574-03-86
21. ANGEL GARRIBO VILLEGAS Calle 2 No. 172 Col. Arenal México 15, D. F. Tel. 355-30-27	S.A.R.H. Plaza de la República 31 Tel. 535-30-16
22. ANTONIO GOMEZ CORVEIRA Julián Adams 222 Col. Lomas de la Soledad Zacatecas, Zac. Tel. 226-37	U.A. DE ZACATECAS Cd. Universitaria zacatecas, Zac. Tel. 2-01-60
23. ALFREDO JAVIER GRANADOS REYES San Ignacio 53 Col. Iztapalapa México 9, D. F. Tel. 582-82-17	S.A.R.H. Reforma 35 -10º piso Col. Centro Tel. 546-77-39 y 535-13-47
24. SANTIAGO HERNANDEZ CARDENAS Dr. Lucio 103 Edif. B-10-2 Dpto. 104 Col. Doctores México 7, D. F.	S.A.R.H. Plaza de la República 31-2º piso Col. Tabacalera México 4, D. F. Tel. 566-49-38

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DRENAJE, DEL 1º AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
25. IGNACIO HERNANDEZ AVALOS Edif. 19-304-A Unidad Loma Hermosa Col. Irrigación México 10, D. F. Tel. 395-01-26	S.A.R.H. Tonalá 104-3º piso Col. Roma México 7, D. F. Tel. 574-17-95
26. MARINO HERNANDEZ HERNANDEZ Juárez 53-21 Bis San Angel Col. Tlacopac México 20, D. F. Tel. 550-47-04	S.A.R.H. Tonalá 104 Col. Roma México 7, D. F. Tel. 584-67-10
27. ELIZABETH HERRERA MARTINEZ Constituyentes 508-1 Toluca, Méx.	S.A.R.H. Conjunto CODAGEM, Metepec, Méx. Tel. 6-08-02
28. CAROL HERRERA VIVIAN Calles 14-16 Ave. 7 (Hotel Prince)	SERVICIO NACIONAL DE ELECTRICIDAD Sabana Norte Apdo. 936 Costa Rica
29. JUAN DE LA CRUZ HERNANDEZ ZAMUDIO Circunvalación 134 Unidad Barrientos Tlalnepantla, Edo. de Méx. Tel. 565-50-89	E.N.E.P. CUAUTITLAN Cusutitlán Izcalli, Edo. de Méx.
30. LUIS IBÁÑEZ IZQUERDO Manuel González 98- B-108 U. Tlatelolco México 3, D. F. Tel. 583-93-32	E.N.E.P. CUAUTITLAN

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DRENAJE, DEL 1º. AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |  |  |
|-----|--|--|
| 31. | J. DE JESUS LANDEROS ORTIZ<br>Av. Ezequiel 78-9<br>Col. Ope. Tepeyac<br>México 14, D. F.<br>Tel. 537-40-54 . | C.P.N.H.<br>Tepic No. 40<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.                           |
| 32. | LUIS LEON ESPINOSA NUÑEZ<br>Coquimbo 408<br>Col. Valle Dorado<br>Tlalnepantla, Méx.                          | C.P.N.H.<br>Tepic No. 40-1º piso<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-17-50 |
| 33. | DANIEL LOPEZ DE LARA CASTAÑON<br>Mimosa 53- casa 8<br>Col. Ind. Jardín<br>México 21, D.F.<br>Tel. 544-49-14  | C.P.N.H.<br>Baja California 104<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.                    |
| 34. | J. REFUGIO LOPEZ HERRERA<br>Plamings 60-4<br>Col. Metropolitana  | S.A.R.H.<br>Reforma 35-10 º piso<br>Tel. 535-82-24                                 |
| 35. | RENE MARTINEZ ELIZONDO<br>Irrigación 27<br>Col. Marte R. Gómez<br>Chapingo, Edo. de Méx.                     | U.A. DE CHAPINGO<br>Domicilio Conocido<br>Edo. de Méx.<br>Tel. 585-45-55 ext. 208  |
| 36. | GERMAN MARTINEZ SANTOYO<br>Tlalpan 489-3<br>Col. Alamos<br>México 13, D. F.<br>Tel. 530-09-08                | C.P.N.H.<br>Baja California 104<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-84-08  |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DRENAJE, DEL 1º AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |   |   |
|-----|---|---|
| 37. | TRINIDAD FRANCISCO MERA CRUZ<br>Edif. H No. 22 Entr. 1 Dpto. 41<br>Col. Lomas de Plateros<br>México 19, D. F.<br>Tel. 593-01-71 | PLASTICOS REX, S.A.<br>Av. Ferrocarril de Cuernavaca 434<br>Col. Olivar de los Padres<br>México 20, D. F.<br>Tel. 595-31-00 |
| 38. | MARTIN MOLINA OCHOA<br>Golfo de San Matías 3<br>Col. Tacuba<br>México 17, D. F.   | C.P.N.H.<br>Tepic No. 40-1º piso<br>Col. Roma<br>México 7, D.F.<br>Tel. 574-17-50   |
| 39. | MANUEL AUGUSTO MONTERO MORA<br>Hotel Prince   | SERVICIO NACIONAL DE ELECTRICIDAD<br>Sabana Norte apdo. 936<br>Tel. 23-20-29<br>Costa Rica                                  |
| 40. | GUILLERMO MONTAÑO ROBLES<br>Abundio Martínez 41-3<br>Col. Ex-Hipódromo de Peralvillo<br>México 2, D. F.<br>Tel. 567-38-90       | S.A.R.H.<br>Reforma 20-4º piso<br>Col. Juárez<br>Tel. 546-27-18   |
| 41. | ELIAS ONTIVEROS HERNANDEZ<br>Av. Juárez 2318-702<br>Puebla, Pue..<br>Tel. 48-52-46  | BANCO DE MEXICO, S.A. (FIRA)<br>Av. Juárez 2318-702<br>Puebla, Pue.   |
| 42. | LUIS DIEGO PACHECO<br>Luis Moya 12<br>México 1, D. F.   | INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD<br>Costa Rica   |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DRENAJE, DEL 1º AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |   |   |
|-----|---|---|
| 43. | JOSE GUSTAVO PEREZ SANCHEZ<br>Río Volga 7<br>Col. Puente colorado<br>México 20, D. F.<br>Tel. 651-27-38 | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1º piso<br>Col. Tabacalera<br>México 1, D. F.<br>Tel. 535-30-16                      |
| 44. | JOSE LUIS PORCAYO SANTOS<br>Añil 357<br>Col. Granjas México<br>México 8, D. F.<br>Tel. 657-13-50        | C.P.N.H.<br>Tepic No. 40<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-84-08  |
| 45. | CARLOS POZO DE LA TIJERA<br>Abraham González 116-25<br>Col. Juárez<br>Tel. 546-26-64                    | E.N.E.P. CUAUTITLAN<br>Cuautitlán, Edo. de Méx.<br>Tel. 33-111 ext. 372   |
| 46. | FROYLAN RAMIREZ BARBA<br>Lorio 705-18<br>Col. Portales<br>México 13, D. F.<br>Tel. 672-27-87            | PLASTICOS REX, S.A.<br>Av. Ferrocarril de Cuernavaca 4<br>Col. Olivar de los Padres<br>México 20, D. F.<br>Tel. 595-31-00 |
| 47. | JOSE ANTONIO RIOS PACHECO<br>Donato Guerra 7-16<br>Col. Juárez<br>México 1, D. F.<br>Tel. 535-36-39     | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1º piso<br>Col. Tabacalera<br>México 1, D. F.<br>Tel. 535-30-16                      |
| 48. | MARJO AGUSTIN RIVERA LAGOS<br>Amores 1437 -101<br>Col. Del valle<br>México 12, D. F.<br>Tel. 559-94-79  |   |



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y  
DRENAJE, DEL 1º AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 49. | EDUARDO SALAS CORDOVA<br>Diana 52<br>Col. Valle Ensueños<br>Cuautitlán Izcalli<br>Edo. de México                  | E.N.E.P. CUAUTITLAN<br>Av. Cuautitlán Izcalli s/n<br>Tel. 3-31-11 ext. 372                           |
| 50. | RICARDO SANCHEZ HERNANDEZ<br>Educadores Mexicanos 4<br>Col. Sta. M. Ticomán<br>México 14, D. F.<br>Tel. 754-10-24 | C.P.N.H.<br>Tepic No. 40<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 574-84-08                           |
| 51. | RICOBERTO SOLIS CABRERA<br>Malaquita 70 bis<br>Col. Estrella<br>México 14, D. F.<br>Tel. 537-86-01                | S.A.R.H.<br>Reforma 35<br>México, D. F.  |
| 52. | SERGIO TIRADO LEDESMA<br>Unión 84-dpto. 2<br>Col. Escandón<br>México 20, D. F.<br>Tel. 554-29-32                  | DEPFI. UNAM.<br>Ciudad Universitaria<br>Tel. 550-52-15<br>Ext. 4493                                  |
| 53. | TOMAS TORRES ZAPATA<br>U. Lindavista Vallejo<br>Edif. 35-G-104<br>Col. Lindavista<br>México 14, D. F.             | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-2º piso<br>Col. Tabacalera<br>México 1, D. F.<br>Tel. 566-49-38 |
| 54. | JUAN CARLOS VALVERDE CONEJO<br>Luis Moya 12<br>México, D. F.  | SERVICIO NACIONAL DE ELECTRICIDAD<br>Sabana Norte Apdo. 936  |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: INGENIERIA DE RIEGO Y DRENAJE, DEL 1° AL 24 DE OCTUBRE DE 1979.

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |     |  |   |
|-----|--|---|
| 55. | SERGIO VILEZ SANCHEZ<br>Cda. Río Blanco 104-4<br>Col. 7 de noviembre<br>México 14, D. F.                               | D.D.F.<br>Av. Revolución 1747<br>Col. San Angel<br>México 20, D. F.<br>Tel. 548-27-33                 |
| 56. | ALVARO FEDERICO VILLANUEVA MEJIA<br>Av. Repúblicas 73-B dpto. 8<br>Col. Portales<br>México 13, D. F.<br>Tel. 532-33-33 | S.A.R.H.<br>Plaza de la República 31-1° piso<br>Col. Tabacalera<br>México 13, D. F.<br>Tel. 535-00-02 |
| 57. | LECTOR VILLAVICENCIO ALVAREZ<br>Oaxaca 13<br>Col. Heroes de Padierna<br>México 20, D. F. .                             | S.A.R.H.<br>Tonalá 104-1<br>Col. Roma<br>México 7, D. F.<br>Tel. 584-67-10                            |
| 58. | ROBERTO WONG URREA<br>San Bernabé 393<br>Col. San Jerónimo<br>México 21, D. F.<br>Tel. 595-16-45                       | GRUPO SIGMA<br>Río Nazas 78<br>Col. Cuauhtémoc<br>México 5, D. F.                                     |