

D5612  
4869  
C.1

# ensayos de drenaje

por

**p. j. dieleman**

**dirección de fomento de tierras y aguas  
fao, roma**

y

**b. d. trafford**

**unidad experimental de drenajes de campos  
ministerio de agricultura, pesca y alimentación  
cambridge, reino unido**



Las denominaciones empleadas en esta publicación y la forma en que aparecen presentados los datos que contiene no implican de parte de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, juicio alguno sobre la condición jurídica de países, territorios, ciudades o zonas, o de sus autoridades, ni respecto de la delimitación de sus fronteras o límites.

M-56

ISBN 92-5-300016-3

Este libro es propiedad de la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, y no podrá ser reproducido, ni en su totalidad ni en parte, por cualquier método o procedimiento, sin una autorización por escrito del titular de los derechos de autor. Las peticiones para tal autorización especificando la extensión de lo que se desea reproducir y el propósito que con ello se persigue, deberán enviarse al Director de Publicaciones, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, Via delle Terme di Caracalla, 00100 Roma, Italia.

© FAO 1978

PREAMBULO

Entre los Estudios sobre el Riego y Drenaje publicados hasta ahora, se cuentan varios que tratan de los métodos y prácticas de drenaje. Por el contrario, el presente número es el primero que contiene directrices concretas sobre la manera de probar el funcionamiento y suficiencia de las tuberías de drenaje y de los sistemas correspondientes.

A medida que aumenta la extensión de las tierras de regadío, crece también la necesidad de redes de drenaje. Los gobiernos están cada día más convencidos de que es indispensable drenar aquéllas si se quiere evitar que el anegamiento y la salinidad degraden el suelo. No sólo conviene hacer grandes obras y canales, sino también abrir zanjas y tender drenes en las explotaciones agrícolas. Sin estas redes, es probable que vuelva a producirse la salinización, con la siguiente disminución de las cosechas.

El drenaje de las explotaciones agrícolas es, por desgracia, una materia no estudiada todavía en muchos países. Escasea la experiencia en que basarse y se dispone de poco tiempo una experimentación amplia con anterioridad a la ejecución de los proyectos en las tierras de cultivo. No obstante, reviste gran importancia el que, para cada sistema de drenaje y cada red elemental de tuberías, se determinen las características capaces de proporcionar un óptimo rendimiento desde los puntos de vista hidrológico y económico. A tal fin, hacen falta ensayos debidamente concebidos y pruebas bajo control que den en breve plazo información para los diseños y que permitan elegir con confianza entre las diversas soluciones factibles.

Las posibilidades de que los conocimientos adquiridos en un territorio o país se transfieran a otro parecen limitadas, porque la metodología seguida en la exploración es diferente e inadecuada. Los investigadores y también los ingenieros de las explotaciones agrícolas sienten cada vez mayor necesidad de reglas que unifiquen los procedimientos experimentales. Atendiendo a ello, el Servicio de Fomento y Ordenación de Recursos de Aguas convocó una Consulta de Expertos en Roma (1974), al objeto de formular directrices para el ensayo de tuberías y materiales para el drenaje, relacionadas con las características del suelo y las condiciones hidrológicas. Los participantes eran personas de competencia científica y práctica en drenaje, procedentes de países del Cercano Oriente y de naciones donde esta práctica es una arraigada tradición. Los autores agradecen muchísimo el asesoramiento recibido de estos expertos durante la Consulta y en fases ulteriores de la preparación de esta obra. A continuación, se enumeran sus nombres.

- |                      |                                                                                                                        |
|----------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| P.J. Dieleman        | Presidente; Servicio de Fomento y Ordenación de Recursos de Aguas, Dirección de Tierras y Aguas, FAO, Roma.            |
| A. Arar              | Oficina Regional de la FAO para el Cercano Oriente, El Cairo, Egipto.                                                  |
| M. Abdulkadir Ismail | Organización Estatal para los Suelos y la Rehabilitación de Tierras, Abu Ghraib, Irak.                                 |
| M. Al Kubaisy        | Organización Estatal para los Suelos y la Rehabilitación de Tierras, Bagdad, Irak.                                     |
| J.C. Cavelaars       | Heidemy Beheer N.V., Arnhem, Países Bajos.                                                                             |
| H.J. Collins         | Leichtweiss Institute für Wasserbau, Technische Universität, Braunschweig, República Federal de Alemania.              |
| P. Cros              | Division Hydraulique Souterraine-Drainage, Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et de Forêts, Antony, Francia.    |
| J.S. Dougrameji      | Dirección de Tierras y Aguas, Centro Arabe de Estudios sobre las Zonas Aridas y las Tierras de Secano, Damasco, Siria. |

- O. El Ghamry Egyptian Public Authority for Drainage Projects, Dokki, El Cairo, Egipto.
- M.S. El Mahdy Proyecto FAO/PNUD, Baghdad, Irak.
- B.D. Trafford Field Drainage Experimental Unit, Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, Cambridge, Reino Unido.
- L.S. Willardson Agricultural Research Service, US Department of Agriculture, Imperial Valley (Brawley), California, Estados Unidos.

La Parte I de esta publicación está basada en los criterios expresados en dicha reunión y en las directrices que ésta recomendó para el ensayo de tuberías de drenaje. Contiene también un examen de varios temas afines que, a juicio de los autores, puede dar mayor utilidad a la obra.

La Consulta no se ocupó de los complejos métodos que siguen los laboratorios para conseguir información sobre las líneas del flujo de agua en dirección a los drenes. Concentró su labor en los procedimientos valederos para efectuar pruebas de carácter práctico en las condiciones de campo y para recoger datos susceptibles de aprovechamiento inmediato.

Rara vez se han emprendido ensayos de drenaje con el solo propósito de ensayar unas cuantas tuberías. Por lo común, se pretende resolver al mismo tiempo problemas urgentes relativos a la intensidad de drenaje que se requiere del sistema y, como cuestiones primordiales, la profundidad y el espaciamiento de los drenes. Las parcelas destinadas a la experimentación de redes sencillas de tuberías se prestan de suyo para obtener la información necesaria, y nada más práctico y eficaz que utilizarlas para este fin, a condición, desde luego, de que la disposición de los drenes y su profundidad y espaciamiento sean adecuados a los requisitos del ensayo de sistemas. De aquí que la Parte II de la presente publicación explique cómo valerse de la misma instalación básica y de los mismos instrumentos para adquirir con facilidad un máximo de información conveniente para el diseño de sistemas.

Se confía en que este estudio contribuya a que los proyectos de redes de drenaje agrícola se elaboren sobre bases sólidas y, por consiguiente, a que las tierras agrícolas se preserven de un modo efectivo. El Servicio de Fomento y Ordenación de Recursos de Aguas acogerá con gran interés todas las observaciones o sugerencias que puedan conducir al mejoramiento de las directrices propuestas.

INDICE

|                                                                                                | <u>Página</u> |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| PREAMBULO                                                                                      | iii           |
| INDICE                                                                                         | v             |
| LISTA DE FIGURAS                                                                               | vii           |
| <u>PARTE I. ENSAYO DE TUBERIAS DE DRENAJE</u>                                                  |               |
| 1. SELECCION DE MATERIALES Y TECNICAS DE DRENAJE:<br>LO QUE YA SABEMOS Y LO QUE NO SABEMOS AUN | 1             |
| 1.1    Introducción                                                                            | 1             |
| 1.2    Tubos de drenaje                                                                        | 1             |
| 1.3    Envolturas de los tubos de drenaje                                                      | 1             |
| 1.4    Filtro                                                                                  | 2             |
| 1.5    Contornos de los tubos de drenaje                                                       | 3             |
| 1.6    Teorías y técnicas para el diseño del drenaje                                           | 3             |
| 1.7    Zanjas                                                                                  | 3             |
| 1.8    Máquinas que abren zanjas sin excavar                                                   | 4             |
| 1.9    El suelo                                                                                | 4             |
| 1.10   ¿Cuándo son innecesarios los ensayos?                                                   | 5             |
| 2. EVALUACION DEL RENDIMIENTO DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE                                       | 7             |
| 2.1    Finalidad de los ensayos y método que debe seguirse                                     | 7             |
| 2.2    Criterios sobre el rendimiento                                                          | 7             |
| 2.3    Los suelos en relación con el rendimiento                                               | 13            |
| 3. ENSAYO DEL RENDIMIENTO DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE                                           | 17            |
| 3.1    Procedimiento de ensayo                                                                 | 17            |
| 3.2    Diseño de las parcelas experimentales                                                   | 18            |
| 3.3    Instalación de los tubos de drenaje                                                     | 21            |
| 3.4    Instrumentos y mediciones                                                               | 24            |
| 3.5    Elaboración y presentación de los datos                                                 | 30            |
| 3.6    Dotación de personal                                                                    | 37            |
| <u>PARTE II. ENSAYO DE SISTEMAS DE DRENAJE</u>                                                 |               |
| 4. OBJETIVOS Y ALCANCE                                                                         | 43            |
| 5. CONOCIMIENTOS GENERALES SOBRE EL ENSAYO DE SISTEMAS DE DRENAJE                              | 45            |
| 5.1    Necesidad de información mediante ensayos                                               | 45            |
| 5.2    Epoca y método de ensayo                                                                | 46            |
| 5.3    Limitaciones en cuanto al método y consideraciones al respecto                          | 46            |
| 5.4    Ecuaciones del flujo empleadas en los ensayos                                           | 48            |
| 6. ENSAYO DE SISTEMAS                                                                          | 53            |
| 6.1    Procedimientos de ensayo                                                                | 53            |
| 6.2    Diseño de las parcelas experimentales                                                   | 54            |
| 6.3    Instrumentos y mediciones                                                               | 56            |
| 6.4    Elaboración de los datos: ejemplo de cálculo                                            | 58            |
| 6.5    Evaluación                                                                              | 67            |

|                                                                                                        | <u>Página</u> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| APENDICE 1. Tipos y características de los tubos de drenaje y materiales envolventes más usuales       | 69            |
| APENDICE 2. Envolturas de los tubos de drenaje                                                         | 79            |
| APENDICE 3. Directrices para la elección de filtros y contornos de arena y grava para tubos de drenaje | 87            |
| APENDICE 4. Ensayos edafológicos, incluso del régimen hidrológico del suelo                            | 95            |
| APENDICE 5. Limitaciones de la utilización de los tubos de hormigón                                    | 105           |
| APENDICE 6. Procedimientos de cálculo estadístico                                                      | 109           |
| APENDICE 7. Notas aclaratorias de las ecuaciones de flujo utilizadas                                   | 131           |
| BIBLIOGRAFIA                                                                                           | 135           |
| LISTA DE SIMBOLOS                                                                                      | 139           |

LISTA DE FIGURAS

| <u>Figura</u> |                                                                                                                                                                                                                                                                | <u>Página</u> |
|---------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| 1-1           | - Tipos de envoltura para cumplir la función de filtro o la función de mejoramiento del tubo                                                                                                                                                                   | 2             |
| 2-1           | - Sección transversal del flujo recibido por un dren ideal y vista en perspectiva de las líneas de flujo que se dirigen hacia una tubería de drenaje real                                                                                                      | 9             |
| 2-2           | - Componentes del flujo hacia los tubos de drenaje                                                                                                                                                                                                             | 10            |
| 2-3           | - Pérdida de carga en la entrada $h_e$ y pérdida total de carga $h_{tot}$                                                                                                                                                                                      | 11            |
| 2-4           | - Trayectoria de las líneas de flujo normal de agua subterránea en un suelo profundo, en comparación con el caso de que el tubo de drenaje se halle cerca de la capa impermeable                                                                               | 14            |
| 3-1           | - Parte de un diseño experimental con cuatro parcelas. En el croquis <u>a</u> , las tuberías desaguan separadamente en el colector. En el croquis <u>b</u> , las tres tuberías desembocan en un colector secundario, que conduce el agua al colector principal | 20            |
| 3-2           | - Indicador adecuado para el extremo superior de las tuberías de drenaje, llamado "rabo" porque sólo se ve el trozo de cuerda que queda tendido sobre la superficie del terreno                                                                                | 23            |
| 3-3           | - Diferencias esenciales entre el agujero de barrena y el piezómetro                                                                                                                                                                                           | 26            |
| 3-4           | - Croquis del emplazamiento de las tuberías de drenaje experimental y de los piezómetros, indicativo de un sistema de numeración típico para unas y otros                                                                                                      | 27            |
| 3-5           | - Cinta métrica con pesa para medir el nivel freático                                                                                                                                                                                                          | 28            |
| 3-6           | - Hoja para registrar los datos básicos del lugar                                                                                                                                                                                                              | 32            |
| 3-7           | - Hoja para registrar los datos básicos de los piezómetros                                                                                                                                                                                                     | 34            |
| 3-8           | - Hoja para registrar y calcular sobre el terreno los niveles del agua en los piezómetros                                                                                                                                                                      | 35            |
| 3-9           | - Hoja de cálculo para los datos del rendimiento de las tuberías de drenaje                                                                                                                                                                                    | 36            |
| 5-1           | - Símbolos utilizados en la ecuación del flujo (1)                                                                                                                                                                                                             | 47            |
| 5-2           | - Suelo impermeable sobre capa de arcilla poco permeable, que origina niveles freáticos suspendidos y circulación de agua sobre el plano límite, en dirección a las zanjas donde se hallan las tuberías de drenaje                                             | 47            |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | <u>Página</u> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| 5-3 - Forma del nivel freático durante la recarga (1) y durante la mayor parte del descenso (2)                                                                                                                                                                                                                          | 50            |
| 5-4 - Subida y descenso del nivel freático. Las ecuaciones (5) y (6) son aplicables a la fase de descenso representada a la derecha de $t_A$                                                                                                                                                                             | 50            |
| 6-1 - Parte de un diseño experimental, formado por las parcelas A, B, C y D. En el croquis a, las tuberías vierten directamente en el colector. En el croquis b, se reúnen en un colector secundario, que desagua en el colector principal.                                                                              | 55            |
| 6-2 - Ejemplo de una red de pozos de observación en una parcela experimental                                                                                                                                                                                                                                             | 57            |
| 6-3 - Curvas de la velocidad de descarga en función del tiempo (A), de la carga hidráulica en función del tiempo (B) y de la descarga resultante en función de la carga (C)                                                                                                                                              | 59            |
| 6-4 - Relación $\frac{q}{h} = h$ que da líneas rectas al representarla gráficamente                                                                                                                                                                                                                                      | 60            |
| 6-5 - Gráficas de q en función de h y de q/h en función de h, empleadas para el cálculo de K y Kd                                                                                                                                                                                                                        | 61            |
| 6-6 - Nomograma para determinar el valor de d según Hooghoudt                                                                                                                                                                                                                                                            | 62            |
| 6-7 - Croquis representativo del ejemplo de drenaje en un caso de régimen variable                                                                                                                                                                                                                                       | 63            |
| 6-8 - Posiciones del nivel freático y caudales de descarga observados y convertidos en cargas hidráulicas (mm) y velocidades de descarga (mm/día)                                                                                                                                                                        | 64            |
| 6-9 - Gráficas de la descarga y la carga en función del tiempo                                                                                                                                                                                                                                                           | 65            |
| 6-10 - Velocidad de descarga en función de la carga hidráulica                                                                                                                                                                                                                                                           | 66            |
| A1-1 - Gráfico que relaciona $\frac{h_{tot}}{S/2}$ con $\frac{q}{K}$ en función de la calidad de los tubos de drenaje en cuanto a la entrada de agua. Este gráfico sirve para estimar el efecto de la utilización de las distintas clases de tubos (basado en Van Deemter, 1950)                                         | 74            |
| A1-2 - Gráfico que relaciona $\frac{h_e}{S/2}$ con $\frac{q}{K}$ en función de la calidad de los tubos de drenaje en cuanto a la entrada de agua. Este gráfico sirve para estimar el efecto de la utilización de las distintas clases de tubos (basado en Van Deemter, 1950)                                             | 75            |
| A2-1 - Fuerza de tracción necesaria para que se desprendan del suelo las partículas de diversos tamaños. Según Nelson (1960)                                                                                                                                                                                             | 80            |
| A2-2 - Curvas granulométricas de un suelo causante típico de aterramiento de los drenes y otro típico como no causante de ese deterioro, el primero en Wainfleet Marsh (Inglaterra) y el segundo de otro lugar del Reino Unido, y de un suelo de Alemania oriental que probablemente puede ocasionar el citado perjuicio | 81            |
| A2-3 - Efecto teórico que, sobre el espaciamiento posible de los tubos de drenaje en las condiciones indicadas, ejerce el empleo de un contorno de grava de 5 cm de espesor por lo menos, aplicado a diversos tipos de drenes                                                                                            | 85            |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | <u>Página</u> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| A2-4 - Diversos tipos de contorno para tuberías de drenaje, ensayados por Dennis y Trafford (1975), con indicación de su eficacia relativa en cuanto al espaciamiento posible                                                                                                                                                                                                                                            | 86            |
| A3-1 - Análisis del tamaño de las partículas de suelo. Resultados típicos del análisis granulométrico de un cierto número de muestras, extraídas del subsuelo. Se ha tomado la curva granulométrica intermedia (determinada por los valores medios en $D_{15}$ , $D_{50}$ y $D_{85}$ ) y los límites dentro de los cuales quedan comprendidas todas las curvas. Por lo común, el diseño se basará en la curva intermedia | 88            |
| A3-2 - Distribución del tamaño de las partículas de un suelo dañoso y filtros granulares que pueden utilizarse. Curva de un suelo causante típico de aterramiento de los tubos (a), existente en el Reino Unido, y límites granulométricos de un filtro según los criterios (b) de Spalding (1970) y (c) de Winger y Ryan (1970)                                                                                         | 89            |
| A3-3 - Curva de la distribución del tamaño de las partículas de un suelo típicamente dañoso, existente en el Reino Unido, la cual muestra los límites del filtro según los distintos criterios                                                                                                                                                                                                                           | 91            |
| A4-1 - Esquema demostrativo de que la afluencia normal de agua subterránea hacia los tubos de drenaje puede alterarse si hay una capa impermeable cerca de la superficie                                                                                                                                                                                                                                                 | 95            |
| A4-2 - Técnica del barrenado único para mediciones de la conductividad hidráulica                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 97            |
| A4-3 - Método del piezómetro para medir la conductividad hidráulica                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 98            |
| A4-4 - Hoja para el registro in situ de la textura y estructura del suelo en las calicatas o pozos de inspección                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 100           |
| A4-5 - Resultado típico de un ensayo de estabilidad del suelo, que indica las características de desprendimiento de agua de dos muestras, una humedecida con rapidez y otra con lentitud                                                                                                                                                                                                                                 | 102           |
| A4-6 - Resultados típicos de los ensayos de estabilidad del suelo (véase también la Fig.A4-5). Se indican las zonas que sirven para calcular el índice de estabilidad ( $\frac{A}{B} = 1$ si el suelo es muy estable y $\frac{A}{B} = 0$ si es completamente inestable)                                                                                                                                                  | 103           |
| A6-1 - Datos de la conductividad hidráulica representados en papel probabilístico normal                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 113           |
| A6-2 - Datos de la conductividad hidráulica, representados en papel probabilístico logarítmico                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 115           |
| A6-3 - Datos de la resistencia de entrada, representados en papel probabilístico normal                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 116           |
| A6-4 - Datos de la resistencia de entrada, representados en papel probabilístico logarítmico                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 117           |
| A6-5 - Datos del nivel freático, representados en papel probabilístico normal                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 119           |
| A6-6 - Datos del nivel freático, representados en papel probabilístico normal                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 124           |



PARTE I

ENSAYO DE TUBERIAS DE DRENAJE



## 1. SELECCION DE MATERIALES Y TECNICAS DE DRENAJE: LO QUE YA SABEMOS Y LO QUE NO SABEMOS AUN

### 1.1 INTRODUCCION

Entre los problemas de orden práctico con que ha de enfrentarse el proyectista de sistemas de drenaje, se cuenta el hecho de que los suelos son una materia de suma diversidad y de reacciones a veces imprevisibles. Como el suelo es el más importante de los factores de que depende el rendimiento de cualquiera de tales sistemas, no será posible predecir con pleno acierto los resultados de un determinado proyecto mientras no conozcamos mejor el comportamiento del suelo en todas las circunstancias. Cabe prever el rendimiento relativo de ciertos materiales, entre ellos los diferentes tubos de drenaje, y los ejemplos contenidos en el Apéndice 1 lo demuestran. Pero luego, en el campo, los resultados que se obtienen son, la mayoría de las veces, mejores de lo que se esperaba y, en algunas ocasiones, mucho peores. Se da con frecuencia el caso de que un cierto tubo de arcilla para drenaje no sea teóricamente muy bueno por su admisión de agua y, sin embargo, una vez instalado en el terreno, no se note ninguna diferencia entre su grado de eficacia y el de un tubo de plástico ondulado o uno de barro rodeado de grava. Débese esto a que los ensayos de laboratorio se efectúan en condiciones homogéneas, mas después el tubo se usa colocado en una zanja. En ciertas condiciones, la tierra de relleno deja pasar el agua con la misma facilidad que un contorno de grava y, por esta causa, en la práctica no se aprecia diferencia alguna entre unos drenes y otros. Por el contrario, en ciertas circunstancias, sobre todo cuando el terreno está muy húmedo, el agua se mezcla con la tierra y forma una pasta que obtura al tubo por completo o casi por completo.

Poseemos un conocimiento general de las condiciones que suelen provocar estos efectos, pero no hemos llegado a definirlos de modo lo bastante concreto. Se aconseja evitar la formación de esa pasta obturadora, para que no haya exceso de humedad, pero ¿cuál es la cantidad de humedad aceptable? ¿Qué suelos no están expuestos a formar esa especie de lodo? ¿Cuál es el punto crítico de un determinado terreno? La respuesta deben dárnosla la física y mecánica del suelo, que desafortunadamente han progresado poco en ese sentido durante los diez últimos años.

Por lo que tiene de instructiva, vamos a hacer en las páginas siguientes una somera revisión de los conocimientos actuales.

### 1.2 TUBOS DE DRENAJE

El rendimiento de estos tubos en condiciones normales es suficientemente conocido, como puede verse en el Apéndice 1, en la publicación de la FAO "Los materiales para avenamientos" y en las actas del simposio de la ASAE sobre estos materiales (Chicago, diciembre de 1971). Existen algunas discrepancias sobre el efecto del tamaño de las ranuras de los drenes de plástico, pero generalmente se juzga poco necesaria la realización de nuevas investigaciones sobre los tubos de drenaje por sí solos. El problema estriba en predecir la interacción con el suelo en todas las condiciones. En el Apéndice 1, se explica un método sencillo para estimar de un modo teórico el efecto de la utilización de los diversos tipos de tubos.

### 1.3 ENVOLTURAS DE LOS TUBOS DE DRENAJE

Por haber mucha confusión terminológica, vamos a precisar a continuación el significado que se les da a algunos de ellos en el presente estudio.

Envoltura - Este término se emplea con carácter genérico para designar cualquier material distinto de la tierra natural -si acaso exceptuando el suelo superficial - colocado encima o alrededor del tubo de drenaje. Este material puede rodear al tubo por completo o solamente en parte. Comúnmente,

es preferible emplear un término más específico, como "filtro" o "contorno", que denote la finalidad de la envoltura.

**Filtro** - Envoltura colocada alrededor del tubo de drenaje, con la finalidad concreta de evitar que penetren en él las partículas finas de tierra. El filtro rodea casi siempre por completo al tubo y tiene un espesor de 5 centímetros aproximadamente si es de un material granular. En el caso de que la inestabilidad únicamente afecte a la zanja, puede ser suficiente que el material sólo cubra parte del tubo (véase el Apéndice 2). La Figura 1-1 presenta el caso normal.

**Contorno** - Envoltura puesta encima - a veces alrededor - del tubo de drenaje, para mejorar su característica de admisión de agua. Un contorno permeable de 5 centímetros de espesor por lo menos, convierte cualquier dren práctico en un dren ideal. Los contornos parciales son aceptables a costa de una pequeña pérdida de eficacia (véase el Apéndice 3). El material del contorno suele ser más grueso que el de un filtro (véase la Figura 1-1).

Obsérvese que ninguna envoltura se compone de dos tipos de materiales, uno para servir de filtro y otro para la función de contorno. Ha de elegirse un material que responda a ambas necesidades o solamente a una de ellas, según el caso.

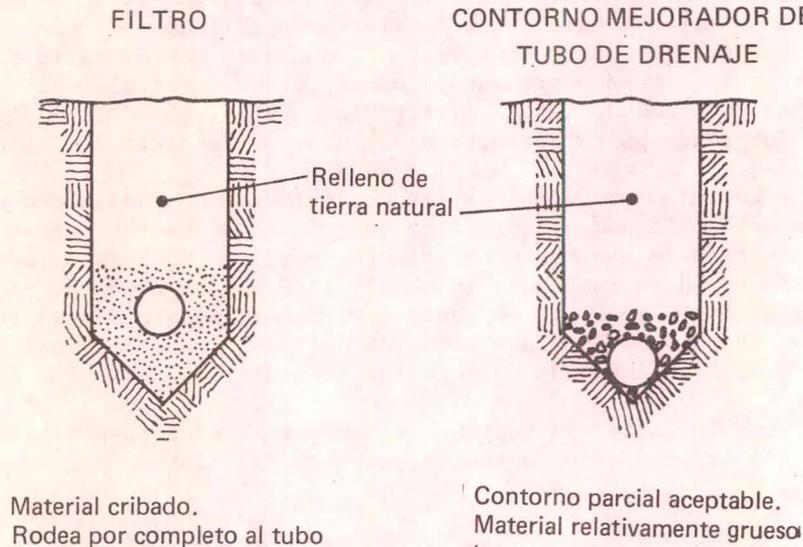


Fig. 1-1 TIPOS DE ENVOLTURA PARA CUMPLIR LA FUNCION DE FILTRO O LA FUNCION DE MEJORAMIENTO DEL TUBO

#### 1.4 FILTRO

Como puede verse en el Apéndice 3, difieren algo los criterios recomendados por los distintos autores para la clasificación granulométrica. Bien puede ser que estas discrepancias carezcan de importancia y todos los criterios se hallen dentro del margen aceptable. Sin embargo, se trata de una cuestión que parece merecer un estudio más detenido. Constituye una dificultad el que las investigaciones de laboratorio relativas a los filtros no den una respuesta satisfactoria, porque lo que interesa es el rendimiento a largo plazo, y el tiempo no es susceptible de aceleración. En el terreno, la inevitable falta de homogeneidad y las diversas interacciones hacen que sea difícil una interpretación precisa. Tal vez el principal problema en mate-

ria de filtros sea la definición de los casos en que conviene usarlos. Existen leves diferencias entre las opiniones publicadas, pero se está de acuerdo en lo esencial y parece que las investigaciones desembocarán pronto en la formulación de criterios definitivos. El Apéndice 2 contiene detalles al respecto.

Desde el punto de vista del rendimiento técnico, los filtros granulares son preferibles porque pueden diseñarse a propósito para cada suelo. No obstante, estos filtros suelen resultar costosos cuando es menester cribar el material. En general, se recomienda aceptar, por lo menos para el ensayo inicial, cualquier material existente en la localidad, a condición de que se encuentre comprendido dentro de los límites globales que se especifican en el Apéndice 3.

Los sistemas de tubo con envoltura prefabricada y filtro son tema del Apéndice 1, pero se dispone de pocos datos definitivos. Aunque estos tubos ofrecen muchas ventajas, la mayoría de las veces no cabe adaptarlos al suelo, cosa posible con los filtros granulares. No se recomiendan los filtros a base de un tejido fino, y todo tipo con envoltura prefabricada elegido para los ensayos debe tener un filtro de 2 centímetros de espesor por lo menos.

#### 1.5 CONTORNOS DE LOS TUBOS DE DRENAJE

Se diferencian de los filtros en que su única finalidad es mejorar la característica de admisión de agua del tubo de drenaje, para crear un dren ideal. En teoría, son pocos los problemas graves y puede predecirse el efecto de cualquier tipo de contorno. Una vez más significa un problema la interacción con el suelo y, en particular, la determinación de la medida en que un contorno puede ser un remedio contra la obturación por el lodo. El Apéndice 1 presenta un método sencillo para la estimación del efecto que ejerce la agregación de un contorno. En términos generales, el contorno resulta más beneficioso con los tubos de barro o de plástico liso que cuando se emplean drenes de plástico ondulado, por estar menos separadas las perforaciones. En el Apéndice 2, se da alguna información sobre los casos en que puede convenir un contorno, y el Apéndice 3 contiene datos útiles para el diseño.

#### 1.6 TEORIAS Y TECNICAS PARA EL DISEÑO DEL DRENAJE

El aspecto científico de la teoría del drenaje ha progresado más que el estudio de las aplicaciones prácticas. Se dispone de fórmulas comprobadas que son mucho más precisas que los datos edafológicos básicos de que se parte para hacer los cálculos. Hay métodos de cálculo electrónico que apenas requieren simplificaciones y que son útiles incluso para los casos en que la estratificación y la variabilidad exceden de nuestra capacidad de obtención de datos primarios sobre el terreno. En la Parte II y en el Apéndice 7, se recogen detalles de algunos de los métodos más sencillos y prácticos.

#### 1.7 ZANJAS

En lo referente a la capacidad de las máquinas, la calidad del declive, etc., ha habido un progreso constante desde hace unos 20 años, pero probablemente la máquina influye poco en el rendimiento final de las obras de drenaje. Desde luego, las máquinas para abrir grandes zanjas son más costosas en relleno artificial, pero dentro de límites muy amplios no afecta esto al rendimiento del drenaje. Algunas máquinas pueden recubrir de barro los taludes laterales de la zanja más que otras; unas arrancan tierra más finamente dividida, que forma luego con facilidad un lodo inestable sobre el relleno; otras aplican mayor energía mecánica, que - al remover la tierra - produce lodo en el fondo de la zanja, mas no se tienen pruebas concluyentes de ninguno de estos efectos. De hecho, se plantean, eso sí, problemas de mecánica del suelo, que deben resolverse como tales. Parece haber pocos motivos para ensayos encaminados a medir las diferencias entre los rendimientos de las distintas máquinas desde el punto de vista del drenaje.

## 1.8 MAQUINAS QUE ABREN ZANJAS SIN EXCAVAR

En algunos casos, estas máquinas producen un beneficioso resquebrajamiento del terreno a uno y otro lado de la tubería de drenaje. En contra de ellas, se dice que - si el suelo está muy húmedo - untan de lodo los lados de la zanja (abierta sin excavar), pero no se tienen pruebas claras de ello. Es necesario un estudio más detallado del rendimiento de las tuberías de drenaje en los suelos cuando la descarga de agua depende mucho de la conductividad hidráulica del relleno de la zanja. Una vez más parece indispensable un mejor conocimiento de la mecánica del suelo. Las fuerzas de tracción crecen rápidamente al aumentar la profundidad, y deben llevarse a cabo investigaciones sobre la conveniencia de procedimientos basados en el empleo de máquinas vibratorias para resolver este problema, cuestión que rebasa los límites del presente estudio. Tal vez se precisen, en el ámbito local, pruebas que eliminen el temor a que la utilización de máquinas que no excavan zanjas traiga consigo problemas imprevistos, pero debe dejarse a los centros de investigación el ensayo de los distintos procedimientos de tendido de drenes sin apertura de zanjas. Por lo general, la elección primaria entre las máquinas que abren zanjas sin excavar y las que excavan debe basarse en el costo global de la obra terminada, en las condiciones del suelo y en el grado en que pueda contarse o no con los servicios de la fábrica. Las máquinas que no excavan requieren unas condiciones de trabajo más especializadas que las otras zanjadoras.

## 1.9 EL SUELO

En cuanto al suelo, pueden haber problemas prácticos y también económicos, así como incógnitas que deban despejarse por medio de investigaciones. Conviene hacer éstas por separado.

### 1.9.1 Problemas de orden práctico

Los suelos difieren por sus propiedades físicas y químicas -incluso cuando las condiciones parecen ser homogéneas - y suelen haber sufrido una notable estratificación. No significa ésta una grave problema si es uniforme, pero este caso tiene más de excepción que de regla. Se deduce que la cantidad de estudios edafológicos necesarios para "conocer" un lugar puede ser tan costosa que resulte antieconómica. Un terreno de experimentación tal vez sea susceptible de adecuadas investigaciones; sin embargo, la mayoría de los diseños prácticos se hacen sin contar con datos suficientes.

### 1.9.2 Problemas que requieren investigación

Los suelos hinchados, que por cierto se hallan fuera del objeto de la presente publicación, plantean toda una serie de dificultades. Los verdaderos problemas de interés inmediato para los investigadores son un conjunto de cuestiones de mecánica y física del suelo, vinculadas a la interacción entre éste, el agua y los instrumentos agrícolas. Estos problemas no son exclusivos del drenaje, pues afectan también al cultivo, la remoción de tierra y trabajos análogos. Tal vez la única diferencia real sea que el drenaje toca más al subsuelo que a la superficie del terreno. El debido conocimiento de las diversas interacciones contribuirá a que se resuelva el problema de la formación de lodo en los casos de mayor humedad y se puedan predecir las condiciones correctas para el subsuelo en los que contienen menos. Se hallan en curso una notable cantidad de estudios y se tienen fundadas esperanzas de que las teorías sobre la llamada "mecánica del suelo en estado crítico" conduzcan a una solución.

1.10 ¿CUANDO SON INNECESARIOS LOS ENSAYOS?

Como no conocemos todavía la física de la interacción suelo/agua/máquina, cabe decir que no existen situaciones en que pueda tenerse plena confianza en que resulte eficaz un determinado proyecto. No obstante, en la práctica toda decisión implica algún riesgo y lo que interesa es calcular las proporciones de éste. En tales circunstancias, es difícil sentir la necesidad de ensayos previos cuando se emplean materiales y técnicas normales y el suelo se encuentra en buen estado (esto es, ni tan seco que sea polvoriento ni tan húmedo que los drenes reciban agua inmediatamente) y tiene una buena calidad y una conductividad hidráulica superior a 1 metro/día. En cambio, cuando se carece de experiencia local, subsiste la duda de que pueda haber algún factor que perturbe los resultados de un modo imprevisto. Por lo común, se considera que los ensayos sirven de fundamento para la experiencia local y de medio para infundir confianza. La necesidad de hacerlos disminuye muy deprisa a medida que aumenta la experiencia local.



## 2. EVALUACION DEL RENDIMIENTO DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE

### 2.1 FINALIDAD DE LOS ENSAYOS Y METODO QUE DEBE SEGUIRSE

La finalidad de todo ensayo ha de ser elegir los materiales y técnicas que ofrezcan la mejor fórmula de transacción entre los factores técnicos y los factores del costo. Rara vez es difícil elegir lo mejor si se hace caso omiso del costo, pero lo más corriente es pretender los mejores resultados sin rebasar un precio aceptable.

Como se indica en la Sección 1 y en el Apéndice 1, sabemos mucho acerca del rendimiento de los materiales de drenaje en condiciones ideales, pero no podemos predecir con exactitud lo que ocurrirá en las condiciones de un determinado suelo. En los países donde el drenaje es un recurso de larga tradición, están arraigadas ciertas prácticas y son raros los fracasos. Quizás no conozcan con precisión la física que les evita fracasar o el margen que les separa de ello, pero en la realidad el sistema funciona. Sin embargo, así no se tiene una base satisfactoria para transferir la experiencia a una nueva zona. La experiencia del pasado proporciona orientaciones, mas no es útil para predecir los resultados con la debida precisión, que es el verdadero objetivo de todo ensayo. Los ensayos pueden considerarse como un medio de eliminar algo que, por causas imprevisibles, resultaría perjudicial y de adquirir la experiencia que se requiere para emprender un proyecto de gran envergadura. Más concretamente: su finalidad es probar el rendimiento de una determinada combinación de tipo de tubos de drenaje y material envolvente en relación con lo que sigue:

- a) las características del suelo;
- b) los métodos de instalación de los drenes (en zanja excavada, en zanja sin excavar, la anchura de la zanja, la parte subsolada si se emplean máquinas que no excavan);
- c) condiciones existentes al tender los tubos de drenaje (estado del tiempo, contenido de humedad en el suelo y altura del nivel freático).

Ha habido y sigue habiendo demasiados casos en que sólo se efectúan una o dos inspecciones visuales durante el año siguiente a la instalación de los tubos. Si se ve que todavía sale algo de agua por la boca de descarga de las tuberías de drenaje, se da por descontado que el sistema funciona bien. Naturalmente, esta inspección no respeta las normas por que se rigen la objetividad y el análisis científico. En primer lugar, la conclusión a que se llegue puede ser errónea. Si solamente se evacua una pequeña cantidad de agua, mientras los niveles freáticos se hallan muy por encima de los drenes, o sea, si es grande entonces la carga hidráulica a que está sometido el sistema, probablemente éste merece una mala calificación. En efecto, como se pone de manifiesto en la Sección 2.2.2, el caudal vertido por las tuberías no debe considerarse aisladamente, sino teniendo en cuenta a la vez los factores que influyen en él, en especial la carga hidráulica existente en las inmediaciones de los tubos. Además, declarar bueno el rendimiento considerando únicamente el caudal de descarga de los drenes, sin relacionarlo con las condiciones del suelo y el nivel freático, puede deparar un desengaño si se trata de suelos que difieren poco entre sí. Por lo tanto, el método y los procedimientos de ensayo deben ser tales que permitan un análisis objetivo y científico de la información recogida.

### 2.2 CRITERIOS SOBRE EL RENDIMIENTO

#### 2.2.1 Factores de que depende el rendimiento

Suponiendo que sea suficiente la capacidad de evacuación del sistema de drenaje, el rendimiento de esta red estará esencialmente subordinado a los factores siguientes:

- aberturas para la entrada de agua existentes en los drenes o entre los drenes;
- propiedades hidráulicas del material envolvente y del relleno.

Estos dos factores, en parte interdependientes, son influidos a su vez por otros, tales como:

- la distribución y el espesor de la envoltura;
- la estabilidad del relleno;
- la altura del nivel freático, la humedad del suelo y las condiciones meteorológicas imperantes durante el tendido de los tubos;
- la anchura de la zanja;
- los depósitos químicos en las aberturas de entrada de agua en los tubos o cerca de ellas.

La FAO (1972) ha examinado las dimensiones y formas de las aberturas de entrada de los drenes que se utilizan en distintos países europeos. Ha advertido que, en el caso de los tubos lisos de plástico, se ha adoptado una fórmula de transacción entre el área conveniente de las aberturas y, por otra parte, los requisitos en cuanto a la resistencia de los tubos y la adquisición de éstos por un precio económico. Los tubos ondulados suelen estar mucho mejor preparados por lo que se refiere a las entradas de agua.

La estabilidad del relleno reviste gran importancia desde el punto de vista de las propiedades hidráulicas. Suele perjudicarlo el que, durante el tendido de los tubos, predominen la humedad y los niveles freáticos altos, esto es, a menor profundidad que los drenes. La anchura de la zanja influye en el volumen total del relleno y la envoltura y, por lo tanto, en la transmisividad de uno y otra.

Además de los factores físicos que ocasionan la obturación de las aberturas de entrada del agua y de los poros de la envoltura, abundan los compuestos que aportan hierro y algunas veces los hay que contienen sulfuro de hierro, o manganeso. La obturación es un efecto de la oxidación del hierro soluble procedente de terrenos mal drenados y expuesto al aire en contacto con el tubo de drenaje, así como de la precipitación de compuestos insolubles.

Como la obturación química no está directamente relacionada con el tipo de materiales para el drenaje, las explicaciones siguientes conciernen sólo a los factores físicos.

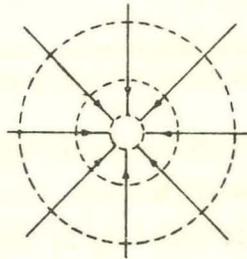
### 2.2.2 Flujo de agua subterránea hacia los tubos de drenaje

Se dispone de varias fórmulas matemáticas que expresan el flujo de agua subterránea que penetra en las tuberías de drenaje paralelas. Estas fórmulas tienen de común el estar basadas en simplificaciones de la situación del terreno y en hipótesis afines. A menudo se recurre a aceptar simplificaciones como las siguientes:

- que el perfil del suelo es homogéneo y tiene las mismas propiedades hidráulicas en cualquier parte de la región afectada por el flujo;
- que el perfil del suelo no es homogéneo, pero se considera formado por dos o tres capas (horizontales) notablemente diferentes;
- que la zona circundante de la tubería de drenaje, sobre todo la parte inferior de la zanja, es homogénea y posee las mismas propiedades de transmisión de agua que el suelo adyacente no perturbado;
- que la tubería es un drenaje ideal, lo que quiere decir que el agua puede entrar en aquélla sin encontrar resistencia en ningún punto de su periferia, suponiéndose que la pared de la tubería es tan permeable como el suelo circundante.

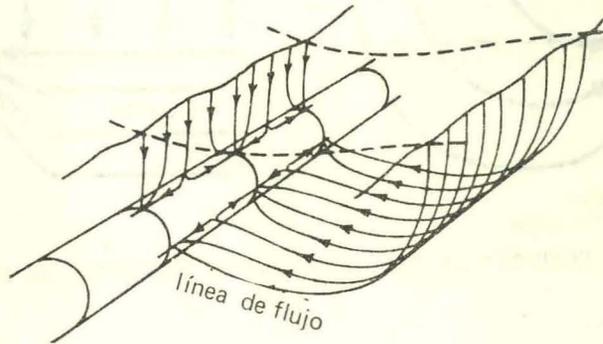
En realidad, los suelos suelen ser heterogéneos, sobre todo en las llanuras completamente aluviales, y no siempre son claros los límites entre las distintas capas. Por lo común, en la parte inferior de la zanja, hay un material que sirve de cubierta al dren o que lo envuelve por completo, e inmediato a él se encuentra el relleno (suelo excavado al abrir la zanja y vertido luego en ella). La permeabilidad de estas materias puede ser grande y seguirlo siendo durante muchos años. Cabe también que disminuya poco después de la instalación de los drenes, por las razones expuestas en la Sección 2.3. La pared de los tubos deja pasar el agua solamente a través de las perforaciones, o bien, si son de barro cocido u hormigón, por las juntas de cada dos drenes. Las líneas de flujo convergen hacia estas aberturas y, por lo tanto, la resistencia que encuentran es mayor que si el tubo de drenaje fuera ideal (Fig. 2-1). En la práctica, suele presumirse que la pérdida adicional de carga hidráulica producida por esta "resistencia de entrada" queda compensada por la ganancia que reporta la supuesta mayor permeabilidad de la envoltura y el relleno.

### DREN IDEAL



### LINEAS DE FLUJO EN LA VECINDAD DE UN DREN

← dirección del flujo  
----- línea equipotencial



VISTA EN PERSPECTIVA DE LAS LINEAS DE FLUJO QUE VAN DE LA CAPA FREÁTICA A LA TUBERÍA DE DRENAJE (según Childs y Youngs, 1958)

Fig. 2-1. SECCION TRANSVERSAL DEL FLUJO RECIBIDO POR UN DREN IDEAL Y VISTA EN PERSPECTIVA DE LAS LINEAS DE FLUJO QUE SE DIRIGEN HACIA UNA TUBERÍA DE DRENAJE REAL

Cavelaars (ILRI, 1974, Vol.IV), considerando una zona circular de unos 25 centímetros de diámetro en torno a un tubo de drenaje, hace notar que la resistencia al flujo que va hacia un dren real es 4 a 8 veces mayor que en el caso de un dren ideal del mismo diámetro y que la relación efectiva depende del tipo de tubo. Por lo tanto, la compensación sólo se consigue si la conductividad hidráulica de esta zona - que incluye principalmente el relleno y la envoltura - es 4 a 8 veces mayor que la del suelo no perturbado. De no ser éste el caso, el nivel freático real estaría, en consecuencia, durante los períodos críticos que siguen al riego, a una altura mucho mayor que el nivel freático previsto en el proyecto. Así, pues, reviste la máxima importancia el asegurarse de que la zona que circunda inmediatamente al tubo de drenaje conserva una elevada conductividad hidráulica.

Los actuales métodos de medición en las condiciones prácticas del terreno no permiten determinar de un modo sistemático el efecto de cada una de ellas sobre el régimen a que está sometido el flujo. En cambio, es posible la observación si se combinan en un solo parámetro los efectos de las componentes de la zanja.

De acuerdo con Ernst (según lo expuesto en ILRI, 1973), podemos dividir esquemáticamente el flujo de agua hacia los tubos de drenaje en estas cuatro componentes (Fig. 2-2):

- una componente vertical en la zona comprendida entre el fondo de la zanja y el nivel freático en la vertical que pasa por el punto medio de la distancia entre los tubos;
- una componente horizontal entre dicha vertical equidistante y los tubos;
- una componente radial en la vecindad del tubo, por debajo de éste;
- una componente de entrada entre la pared de la zanja y el interior del tubo.

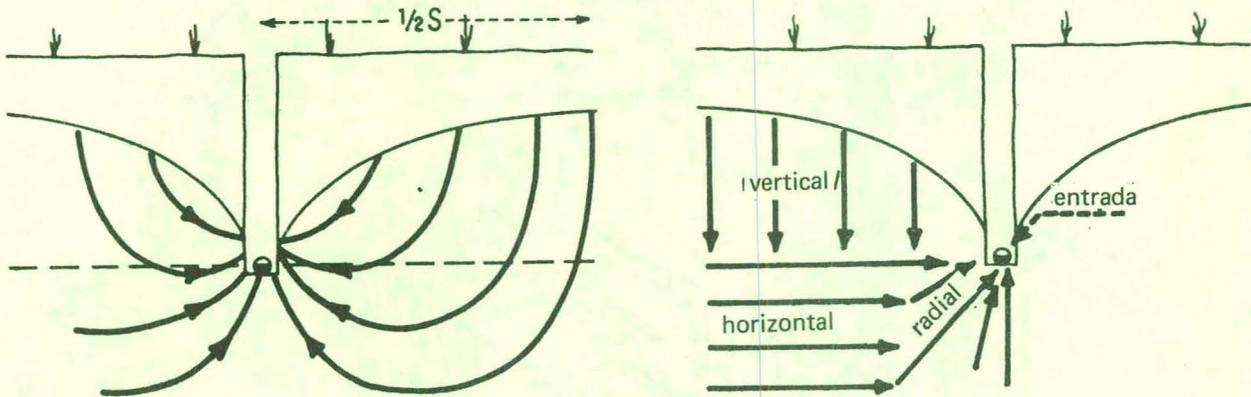


Fig. 2-2 COMPONENTES DEL FLUJO HACIA LOS TUBOS DE DRENAJE

En consecuencia, la pérdida total de carga hidráulica por efecto del flujo hacia un tubo de drenaje viene dada por:

$$h_{tot} = h_v + h_h + h_r + h_e$$

siendo  $h_v$ ,  $h_h$ ,  $h_r$  y  $h_e$  las componentes vertical, horizontal, radial y de entrada, respectivamente.

Este análisis supone que el suelo es lo suficientemente homogéneo para no producir una descarga directa de agua subterránea en la zanja por encima de una capa de escasa permeabilidad. De existir este flujo, las mediciones necesarias y la elaboración de los datos serían tan específicas que difícilmente podrían tratarse de un modo general. No obstante, en el Apéndice 4 se dan algunas explicaciones sobre este caso, que no es raro en los suelos pesados e hinchados.

Cuando se trata de ensayar el rendimiento de tuberías de drenaje, la componente de entrada constituye un parámetro importante, como valor independiente y como fracción de la pérdida total de carga hidráulica (Fig. 2-3). Definiendo la resistencia como pérdida de carga por unidad de caudal de flujo, la componente de entrada es:

$$r_e = \frac{h_e}{q_u} \quad \text{o sea} \quad r_e = \frac{h_e L}{\Omega}$$

siendo

$r_e$  = resistencia de entrada, en días por metro;

$h_e$  = pérdida de carga en la entrada, en metros;

$L$  = longitud de la tubería, en metros;

$q_u$  = caudal del flujo, en  $m^3$  por día y por metro de longitud de la tubería;

$\Omega = q_u L$  = descarga total en  $L$  metros de tubería.

Estas breves notas sobre el flujo hacia los tubos de drenaje se consideran suficientes para un programa de ensayos prácticos. Para más detalles, véase FAO (1972).

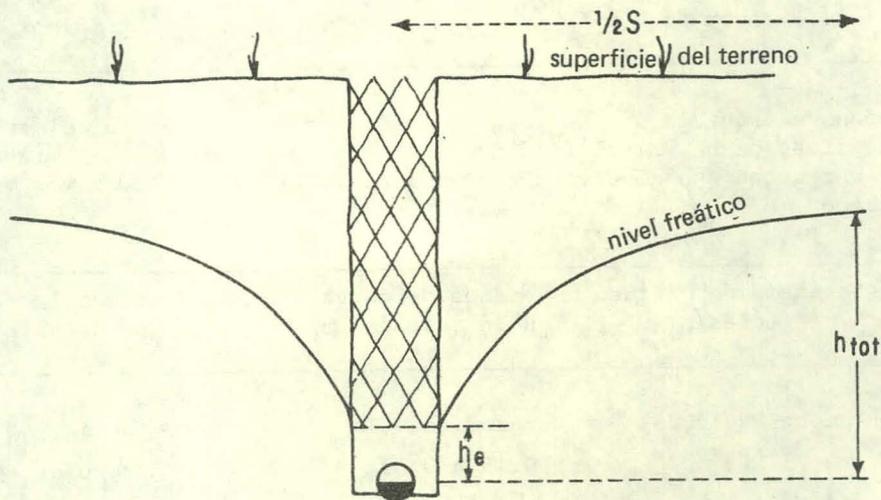


Fig. 2-3 PERDIDA DE CARGA EN LA ENTRADA  $h_e$  Y PERDIDA TOTAL DE CARGA  $h_{tot}$ .

2.2.3 Parámetros y criterios propuestos

Se deduce de lo precedente que la resistencia de entrada ( $r_e$ ) es un parámetro adecuado para la determinación del rendimiento de una tubería de drenaje. Es la pérdida de carga en la entrada por unidad de caudal de flujo, cuando se miden la descarga ( $\Omega$ ) al final de la tubería y la pérdida de carga ( $h_e$ ) como diferencia vertical entre el centro de la tubería y el nivel del agua en un piezómetro instalado a 40 centímetros de distancia, esto es, justamente más allá de la pared de la zanja. Aunque parezca lógico medir las alturas del nivel freático en la zanja, la experiencia ha demostrado que la introducción de un piezómetro en este preciso lugar suele producir perturbaciones que repercuten en el régimen del flujo dentro de la zona circundante de la tubería y que, por lo tanto, pueden hacer que las medidas sean menos fidedignas.

Los criterios en cuanto a la resistencia de entrada dependen de factores tales como los caudales normales de descarga en las condiciones hidráulicas y de cultivo dominantes, de la profundidad de los tubos de drenaje y de las profundidades o fluctuaciones que convengan en el nivel freático. Parece, pues, preferible expresar la pérdida de carga en la entrada como una fracción de la pérdida total de carga, medida con los caudales de descarga más elevados, o sea, con los valores próximos a los caudales previstos en el proyecto.

Se recomienda tomar en consideración los siguientes criterios:

| Fracción de la pérdida de carga<br>$h_e/h_{tot}$ | Rendimiento de la tubería |
|--------------------------------------------------|---------------------------|
| menor de 0,2                                     | bueno                     |
| 0,2 a 0,4                                        | regular                   |
| 0,4 a 0,6                                        | malo                      |
| mayor de 0,6                                     | muy malo                  |

Suponiendo que la profundidad de las tuberías de drenaje, el espaciamiento de éstas, la situación del nivel freático uno a dos días después del riego y la velocidad de descarga con ese nivel freático son de 1,8 m, 50 m, 1,0 m y 4 mm/día respectivamente, tenemos:

| Resistencia de entrada<br>$r_e$ (días/m) | Pérdida de carga en la entrada (m) | Rendimiento de la tubería de drenaje |
|------------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| menor de 0,75                            | menor de 0,15                      | bueno                                |
| 0,75 a 1,50                              | 0,15 a 0,30                        | regular                              |
| 1,50 a 2,25                              | 0,30 a 0,45                        | malo                                 |
| mayor de 2,25                            | mayor de 0,45                      | muy malo                             |

## 2.3 LOS SUELOS EN RELACION CON EL RENDIMIENTO

### 2.3.1 Introducción

Las características del suelo son el principal factor del rendimiento de la tubería de drenaje, ya que ésta es un elemento pasivo y sólo implica una resistencia adicional, pero no hace nada que atraiga al flujo. Así, pues, en el caso de un rendimiento óptimo de los drenes, la afluencia de agua depende exclusivamente del suelo.

### 2.3.2 Factores edafológicos que influyen en el drenaje

Los principales son:

- la uniformidad del suelo;
- la profundidad de las diferentes capas en el perfil del suelo;
- la conductividad hidráulica de estas capas.

Son factores secundarios:

- la estabilidad del suelo frente al agua;
- la distribución del tamaño de las partículas;
- las propiedades químicas;
- el índice de infiltración.

Conviene examinar estos factores uno por uno, aunque en la práctica se producen evidentes interacciones. De los métodos para determinar las características del suelo, se habla en el Apéndice 4.

### 2.3.3 Uniformidad

No debe utilizarse para ensayos o trabajos experimentales una zona cuyo suelo no tenga un grado de uniformidad bastante grande. Un buen diseño experimental (véanse la Sección 3.2 y el Apéndice 6) puede reducir muchísimo el efecto de la variabilidad del suelo, pero se procurará elegir el lugar en que sea menor esta desventaja. Es difícil definir en términos finitos la variabilidad aceptable, ya que difiere para las distintas propiedades. Por ejemplo, la topografía de la superficie debe ser especialmente uniforme, así como la profundidad hasta cualquiera de las capas impermeables. No conviene en modo alguno que sea desigual la hondura de estas capas si se hallan sólo algo más bajas que los tubos de drenaje. Cabe cierta tolerancia si todas ellas están a una profundidad relativamente grande, esto es, mayor de 5 ó 6 metros. Naturalmente, la conductividad hidráulica del suelo puede presentar variaciones bastante grandes, y es frecuente que la gama de ellas abarque desde un valor  $x$  hasta  $10x$ . Rehúyanse los lugares en que la variación sea sistemática, salvo que el diseño experimental tenga en cuenta esta circunstancia. El examen inicial para determinar la uniformidad puede realizarse mediante calicatas y sondeos con barrena. Los Capítulos 2 y 4 de la publicación de la FAO "Soil Survey in Irrigation Investigations" (Reconocimientos edafológicos para investigaciones sobre riego) dan detalles al respecto.

### 2.3.4 Profundidad hasta las capas

La profundidad de las distintas capas de suelo se determinará mediante las investigaciones de que hemos hecho mención. La influencia de las capas depende de su profundidad y conductividad hidráulica, porque los ensayos que aquí describimos se basan en teorías sobre el drenaje que suponen un flujo radial en la vecindad del tubo de drenaje. La Fig. 2-4 muestra el flujo "horizontal" de agua subterránea y el

flujo radial cercano al dren. Si alguna capa posee un valor de conductividad hidráulica inferior al  $1/10$  del que tiene una capa que esté por encima, puede considerarse como impermeable la de debajo. Para una fácil evaluación teórica, interesa mucho que no haya ninguna de tales capas impermeables a un nivel más alto que el correspondiente a unos 50 centímetros por debajo del tubo de drenaje. Incluso entonces habría algún efecto sobre el flujo radial, por lo que sería óptimo que la diferencia de nivel entre el tubo y la capa impermeable equivaliera a  $1/8$  por lo menos del espaciamiento entre las tuberías de drenaje.

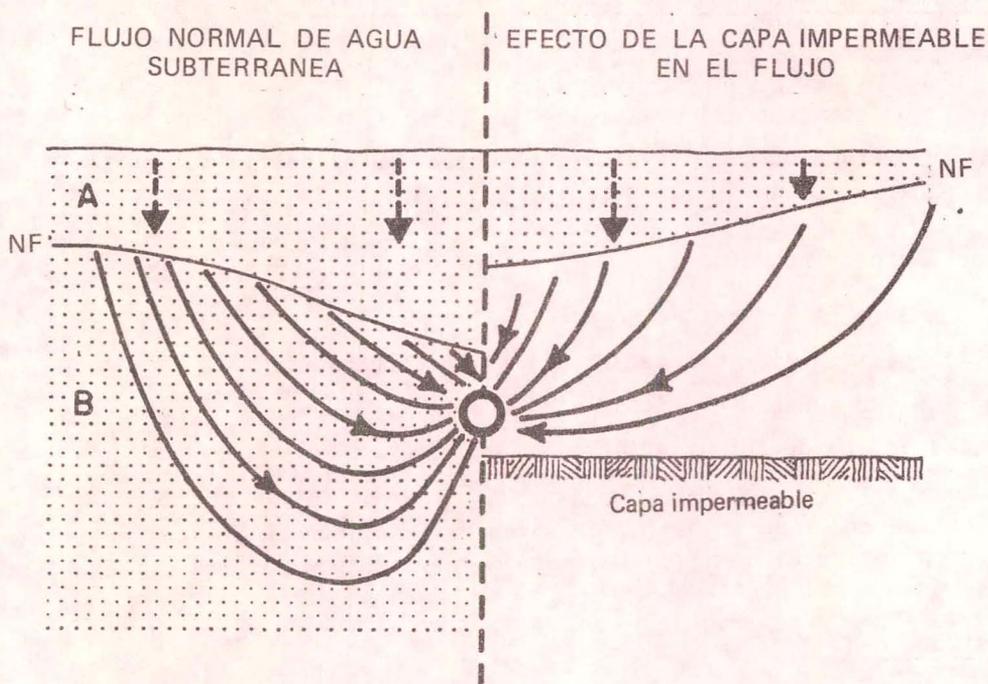


Fig. 2-4 TRAYECTORIA DE LAS LINEAS DE FLUJO NORMAL DE AGUA SUBTERRANEA EN UN SUELO PROFUNDO, EN COMPARACION CON EL CASO DE QUE EL TUBO DE DRENAJE SE HALLE CERCA DE LA CAPA IMPERMEABLE. Nótese la diferencia de altura del nivel freático con el mismo flujo.

De estar bien elegido, el lugar de los trabajos de ensayo de drenaje tendrá un suelo uniforme hasta 14 metros de profundidad en toda la zona. Si no fueran ideales las condiciones del suelo y por ello resultara difícil la evaluación técnica, subsistiría la utilidad del ensayo previo para obtener información sobre el rendimiento de la tubería de drenaje en las circunstancias reales del terreno.

### 2.3.5 Conductividad hidráulica

Se da este nombre a la velocidad con que se mueve el agua cuando el gradiente hidráulico tiene un valor igual a la unidad. Existe una velocidad máxima posible y en la práctica la velocidad real del movimiento suele ser mucho menor. La conductividad hidráulica es una propiedad muy importante en cuanto al drenaje. En igualdad de todos los demás factores, el que sean bajos los valores de la conductividad hidráulica significa un alto nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre las tuberías. Análogamente, el que sean menores los valores de dicha magnitud indica que son mayores las pérdidas de carga en la entrada. Un terreno óptimo

para los ensayos tendría un subsuelo de profundidad uniforme y conductividad hidráulica no superior a 1 metro/día. Un valor de 0,2 metros/día debe considerarse como mínimo.

#### 2.3.6 Estabilidad del suelo frente a la acción del agua

Todo suelo relativamente inestable frente al agua tiende a disgregarse cuando se moja, esto es, a dejarse arrastrar por ella y perder su estructura. El derrumbamiento de la estructura trae consigo una pérdida de poros grandes y hace que disminuya el valor de la conductividad hidráulica. La estabilidad frente al agua reviste especial importancia en los suelos superficiales y más aún en la zona de la zanja poco después de rellenarla. El derrumbamiento de esta última zona puede destruir el sistema de drenaje. En el Apéndice 4 se describe un ensayo de estabilidad frente al agua.

#### 2.3.7 Distribución del tamaño de las partículas

La publicación (en preparación) "Soil Survey in Irrigation Investigations" de la FAO enumera las precauciones que deben adoptarse antes de emprender un análisis del tamaño de las partículas, en tanto que en el Apéndice 4 se insertan detalles concisos acerca de la realización del análisis. Las hojas de análisis con cribas normales son lo mejor para registrar gráficamente los resultados (la Fig. A3-1 puede servir de modelo). Este análisis se emplea mucho para decidir si hace falta un filtro o no, y por ello ofrecen el mayor interés los subsuelos existentes a la profundidad de los tubos de drenaje.

#### 2.3.8 Propiedades químicas

Las principales propiedades químicas que interesan para el drenaje son el pH (por su efecto en los tubos de hormigón), el contenido de sulfatos (por el mismo motivo) y las características del intercambio de cationes en el suelo, en especial el porcentaje de sodio intercambiable. El intercambio de cationes puede afectar a la estabilidad del suelo. La mencionada publicación de la FAO se ocupa ampliamente de los aspectos químicos.

#### 2.3.9 Índice de infiltración

Su valor reviste importancia para el drenaje si es tan bajo que puede crear una bolsa de agua suspendida o un estancamiento de agua en la superficie. Los métodos para medir el índice de infiltración se exponen en la publicación de la FAO "Soil Survey in Irrigation Investigations".

#### 2.3.10 Breve resumen de las determinaciones edafológicas recomendadas e intensidad con que deben realizarse

El número real de ensayos tiende a oscilar según el grado de variabilidad revelado por el examen inicial. En consecuencia, lo siguiente debe considerarse como un mínimo recomendado, que conviene elevar si los resultados preliminares lo aconsejan.

Uniformidad:

Por ejemplo, una calicata por cada 10 hectáreas y una perforación con barrena por hectárea, que lleguen hasta muy por debajo de la profundidad prevista para los tubos de drenaje. Las texturas del suelo se determinan al tacto en el terreno y por distribución granulométrica en el laboratorio. Véase el Apéndice 4.

Estratificación:

Se determina mediante el examen de la uniformidad.

|                                            |                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Conductividad hidráulica:                  | Se mide en el terreno; una determinación por hectárea para cada capa. Empléese la técnica de la perforación con barrena (los mismos agujeros de la prueba de uniformidad antes mencionada) para las capas de suelo gruesas o el método del piezómetro para las capas delgadas. Véase el Apéndice 4. |
| Índice de infiltración:                    | Una determinación por cada 10 hectáreas, con el infiltómetro de doble anillo. Véase FAO, 1974.                                                                                                                                                                                                      |
| Estabilidad del suelo:                     | Una determinación por cada 10 hectáreas para cada capa interesante del suelo sita por encima de la profundidad de instalación de los tubos de drenaje. El método se explica en el Apéndice 4.                                                                                                       |
| Distribución del tamaño de las partículas: | Una determinación por capa y perforación, basada en los ensayos de uniformidad. Si la utilización del laboratorio es limitada, dése prioridad a las muestras procedentes de la profundidad de instalación de los tubos de drenaje.                                                                  |
| Ensayos químicos:                          | Una serie de determinaciones por capa para cada 10 hectáreas, aprovechando las calicatas realizadas en los ensayos de uniformidad.                                                                                                                                                                  |

### 3. ENSAYO DEL RENDIMIENTO DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE

#### 3.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Se sugiere proceder como sigue:

- a) **Determinese la finalidad concreta del ensayo:**
  - elección de los tipos mejores y más baratos de tubos de drenaje y materiales de envoltura;
  - idoneidad del método de instalación: en zanjas excavadas o en zanjas abiertas sin excavar, en zanjas estrechas o anchas, etc.;
  - combinación de las susodichas finalidades con el ensayo de los sistemas de drenaje (efecto de la intensidad de drenaje previamente elegida sobre los regímenes freáticos).
  
- b) **Elíjase para realizar el ensayo un lugar que sea representativo de los suelos que van a drenarse y de sus condiciones hidrológicas (clima, nivel freático). Casi huelga decir que debe haber niveles freáticos altos. El tamaño de la zona experimental dependerá del número de variables objeto del ensayo (número de tipos de drenes y de materiales envolventes), así como del espaciamiento que deba elegirse, la longitud de las tuberías de drenaje y el número de repeticiones deseado. Véase la Sección 3.2.**
  
- c) **Elíjanse las combinaciones de tipos de tubos de drenaje y materiales envolventes que vayan a ensayarse y también la técnica de tendido de los tubos y la anchura de las zanjas. A este respecto, se recomienda lo que sigue:**
  - la anchura de las zanjas se elegirá procurando que sea la más práctica y económica en el caso de los suelos que vayan a drenarse, por ejemplo, relacionando la cantidad necesaria de grava para la cubierta o material para la envoltura con la anchura de la zanja, o considerando si conviene más una zanja estrecha porque permita el empleo de una máquina de tendido de tubos más económica;
  - el método de tendido de los tubos se elegirá según el tipo de suelo, la profundidad a que vayan a instalarse, el ritmo de producción y los factores del costo. Desde hace algún tiempo, los fabricantes ofrecen diversos tipos de máquinas de abrir zanjas sin excavar y tienen otros en proyecto. Hasta ahora estas máquinas tienen su mayor campo de aplicación en las zonas húmedas donde las profundidades a que se colocan los drenes no llegan a 1,5 metros (FAO, 1973). Se recomienda incluir en los ensayos únicamente los métodos que hayan dado buen resultado en otras regiones de análogas circunstancias.
  - se desaconseja el ensayo de todas las combinaciones posibles de tubos y materiales envolventes. Ha de hacerse una elección basada en la disponibilidad local, el costo de la producción o de la aplicación, el tipo de suelo y la experiencia adquirida. De este modo, se reduce todo lo posible el número de combinaciones objeto de ensayo.
  
- d) **Instálense los tubos de drenaje cuando el tiempo esté seco y en condiciones del terreno (humedad del suelo y altura del nivel freático) que puedan considerarse representativas de las que normalmente predominarán en la época de ejecución en gran escala.**
  
- e) **Sitúense en la zona los instrumentos necesarios.**

f) Organícense las observaciones como se indica en la Sección 3.4.  
Primordialmente:

- las condiciones del suelo, si no se hubieran investigado en las fases precedentes (Sección 2.3);
- los caudales de descarga y los tubos de drenaje;
- las elevaciones del nivel freático.

En las secciones siguientes, se incluyen más detalles.

### 3.2 DISEÑO DE LAS PARCELAS EXPERIMENTALES

El lugar de los ensayos y la disposición de las parcelas experimentales deben cumplir ciertos requisitos. Los referentes al lugar son:

- que el suelo del lugar elegido sea representativo de la zona que va a drenarse. Si existen diferencias en cuanto a las propiedades de transmisión de agua entre unas partes y otras de la zona, debe elegirse en primer término la que mejor se preste al drenaje. Los terrenos que planteen problemas específicos sólo deben incluirse en los programas de ensayo si su extensión superficial lo justifica, si se considera que el suelo en sí no implicará dificultades en perjuicio de la metodología y si se estima que los resultados serán útiles para el caso,
- el suelo del lugar de ensayo debe ser homogéneo desde los puntos de vista edafológico e hidrológico. La heterogeneidad complica la evaluación de los resultados de los ensayos,
- el lugar debe ser accesible durante todas las estaciones del año.

Por lo que se refiere a la disposición de las parcelas experimentales, las condiciones son:

#### a) Número de tuberías de drenaje

El número mínimo de tuberías de drenaje sometidas a ensayo será de tres por lo menos en cada parcela experimental. Así puede medirse el rendimiento de una sola tubería (la colocada en medio). El número de tuberías conveniente en la práctica es 4 ó 5, ya que posibilita la medición de dos o tres de ellas (Fig. 3-1). Cada grupo de parcelas experimentales tendrá el mínimo número de fajas intermedias entre las parcelas en que se ensaye una misma combinación de tubo de drenaje y material envolvente.

#### b) Número de parcelas experimentales

El número de parcelas experimentales para un mismo tipo de suelo depende del número de combinaciones de tubos y envolturas que vayan a ensayarse, así como del número de repeticiones. Si se trata de dos tipos de tubo y dos tipos de material envolvente, habrá 8 parcelas si las repeticiones son dos.

#### c) Repeticiones

Las repeticiones son necesarias. El número de ellas está subordinado, en términos estrictos, a los resultados del análisis estadístico. Sin embargo, en la práctica las variaciones de las condiciones edafológicas e hidrológicas dentro de cada parcela suelen ser tan grandes, incluso en el caso de suelos aparentemente homogéneos, que el número de repeticiones estadísticamente puede ser tan grande que exceda de cualquier posibilidad. Otro factor de cierta importancia es que un número mayor de repeticiones implica la utilización de un terreno más extenso, lo que a su vez aumenta la probabilidad de diferencias

edafológicas. Se necesitaría entonces un número de repeticiones aún mayor. De aquí que, en la práctica, no se hagan más de dos o tres repeticiones y no se consideren estadísticamente probados los resultados de los ensayos. Sirven éstos más bien para formarse una idea de lo que puede ocurrir.

d) Dimensiones de las parcelas

El flujo hacia las tuberías de drenaje ha de ser lo más uniforme posible o todo lo largo de ellas. Por consiguiente, tiene que ser uniforme el riego para que las elevaciones del nivel freático sean iguales en los correspondientes puntos del terreno. Los efectos finales, esto es, los causados por condiciones especiales en la proximidad de los extremos de las parcelas, tales como la presencia de un colector profundo, un nivel freático bajo por falta de riego o una acequia con fugas, pueden reducirse si las fajas de terreno entre una tubería y otra son mucho más largas que anchas. Se estima que la relación largo/ancho no debe ser inferior a 4. Así, si el ancho de estas fajas, o sea, el espaciamiento, es de 30 metros, la longitud de la tubería será de 120 metros por lo menos o, mejor aún, de 150 metros o más.

e) Espaciamiento de las tuberías

Como el régimen freático no tiene primordial interés cuando se estudia el rendimiento de un simple grupo de tuberías de drenaje, la distancia entre éstas carece de importancia. Puede ser práctico un espaciamiento de 30 a 50 metros, al cual corresponden una longitud de tubería no inferior a 150 metros. Estas longitudes y espaciamentos permiten casi siempre una aplicación uniforme del agua en dos parcelas adyacentes. Sin embargo, dado que los grupos de parcelas experimentales se prestan fácilmente, tal como son, al ensayo de sistemas de drenaje y estudios esenciales afines, se recomienda elegir espaciamentos que también sean útiles en la práctica para tales investigaciones (véase la Parte II). Algunas veces estos espaciamentos serán mucho mayores que los que se consideran prácticos para el ensayo de grupos sencillos de tuberías de drenaje en las condiciones particulares del campo y el cultivo. Puede ser entonces una buena medida dotar de válvulas o tubos verticales a los distintos drenes para que sea posible bloquearlos. Los drenes bloqueados se comportan, en lo esencial, como si no lo estuvieran. Bloqueándolos es fácil duplicar o triplicar el espaciamiento para ajustarlo a las necesidades del ensayo de un sistema. Es de advertir que el bloqueo de drenes tiende en muchos casos a provocar fugas de agua a lo largo de las tuberías, cerca del final de éstas. Se aconseja, pues, el uso de tubos finales cerrados de unos 5 metros de longitud, que pueden carecer de perforaciones o ser drenes normales con arcilla compactada alrededor de ellos.

f) Dimensiones del campo experimental

Las dimensiones del campo experimental dependen del tamaño de las parcelas, el número de tuberías por parcela y el número de parcelas y de repeticiones. Como ya se ha dicho, las tuberías no suelen tener una longitud inferior a 150 metros. Para los campos llanos, existe también un límite superior, que puede situarse entre 250 y 300 metros, lo que implica que no ha de elegirse un espaciamiento superior a unos 75 metros. Esta distancia máxima de 75 metros entre las tuberías puede ser también práctica en relación con el riego (aplicación simultánea), la uniformidad del cultivo, la organización, etc. En la práctica, las distancias de una tubería a otra oscilan entre 40 y 100 metros en muchos campos de regadío. Cuando los suelos son tan permeables que permiten mayores espaciamentos, cabe extrapolar sin gran dificultad los resultados de los ensayos hechos con espaciamentos de 50 a 75 metros. Puede ser esto más eficaz que la realización de ensayos con mayor separación entre los tubos. La extensión práctica de un campo de experimentación puede estimarse

entonces como sigue: suponiendo dos tipos de tubos de drenaje, tres tipos de material envolvente (uno de ellos la ausencia de envoltura) y cinco tuberías en cada parcela, se tendrá un total de 60 tuberías si el plan prevé dos repeticiones. Con tuberías de 200 metros de longitud y un espaciamiento de 25 metros, la extensión total del campo de experimentación se cifraría en 40 a 45 hectáreas.

Parte de un diseño práctico se muestra en la Fig. 3-1. Las fajas de tierra intermedias sirven para amortiguar la interferencia hidrológica entre las parcelas adyacentes. Esta amortiguación tiene más importancia en el ensayo de sistemas de avenamiento que en el de redes sencillas de tuberías, sobre todo si las parcelas adyacentes difieren por la profundidad de los respectivos drenes.

En la Fig. 3-1, se ve que todas las tuberías desaguan en la zanja colectora. Otra posibilidad es la representada en la Fig. 3-1b, donde todas las tuberías van a parar a un colector secundario, en el cual se mide la corriente de salida. La principal ventaja de la disposición b es que reduce el número de mediciones y, por consiguiente, el costo del ensayo. Presenta, en cambio, algunos inconvenientes: que es mayor la zona que ha de tratarse uniformemente y más complicada la construcción, principalmente porque han de construirse pozos de observación (llamados también cámaras de inspección o registros) en los puntos de confluencia (O en la figura). Son indispensables para verificar la contribución de cada tubería. En la mayoría de los casos, se prefiere, por lo tanto, la disposición representada en la Fig. 3-1a, que permite medir con facilidad y por separado la descarga de cada tubería.

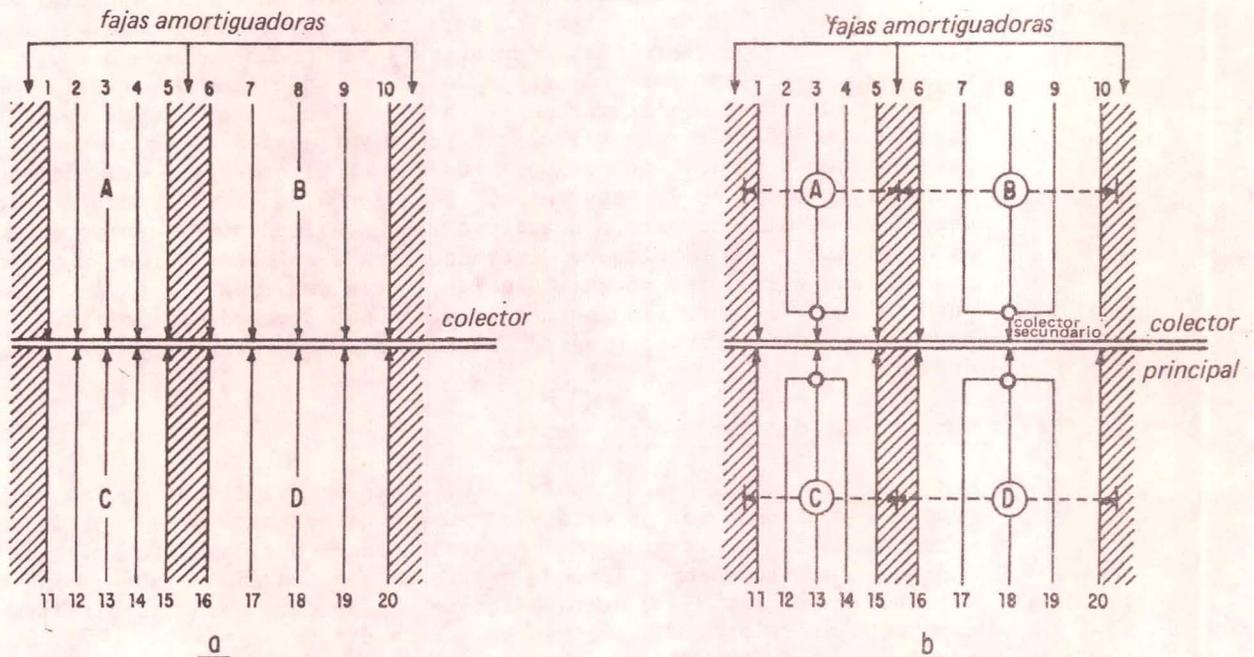


Fig. 3-1 PARTE DE UN DISEÑO EXPERIMENTAL, CON CUATRO PARCELAS (A, B, C Y D). En el croquis a, las tuberías desaguan separadamente en el colector. En el croquis b, las tres tuberías desembocan en un colector secundario, que conduce el agua al colector principal.



### 3.3 INSTALACION DE LOS TUBOS DE DRENAJE

Los requisitos esenciales son que el trabajo se haga bien, estando el suelo en buenas condiciones, y que se lleve un buen registro de los datos. En una etapa posterior, puede descubrirse que algunos tubos desempeñan su función pero de lo que se esperaba y, al tratar de averiguar la causa, servirá de mucho el que se pueda descartar el hecho de una torpe mano de obra. Los principales aspectos a que ha de atenderse son:

#### 3.3.1 Condiciones del suelo

El suelo debe hallarse suficientemente seco hasta la profundidad a que se coloquen los tubos de drenaje. Algunos suelos, especialmente los de arena fina, tienden a producir lodo si se los somete a trabajo mecánico cuando están anegados o casi anegados. Esta mezcla de agua y tierra se fija alrededor del tubo y lo obtura. La red de drenaje queda destruida, ya que el suelo sólo recupera su estructura por sí mismo cuando experimenta una serie de ciclos de mojado y secado. Naturalmente, estos ciclos no se producen a la profundidad de los tubos si éstos no funcionan. En los casos menos graves, puede servir de algo que los tubos tengan puesto un contorno, pero no es un remedio seguro contra la formación de lodo; lo único eficaz es instalar los tubos cuando el terreno está seco. No es posible definir con precisión cuál es la humedad aceptable en el suelo, pero el hecho de que salga agua de los tubos durante la instalación, esto es, cuando el nivel freático está por encima de la profundidad de los drenes, indica un riesgo real de que la humedad sea excesiva. Para saberlo antes de empezar las obras, debe hacerse una perforación con una barrena hasta la hondura a que vayan a colocarse los tubos, y observarse si este agujero recibe agua.

#### 3.3.2 Calidad de la mano de obra

En el caso de los tubos de drenaje experimental, merece la pena gastar más de lo normal por metro, haciendo que la máquina de tender drenes trabaje a menos velocidad, para conseguir así la máxima precisión en la alineación y el declive. Deben hacerse bien las juntas a tope si se utilizan tubos de arcilla u hormigón, así como los empalmes si los tubos son de plástico. Si se ponen envolturas, ha de vigilarse muy atentamente que se instalen con arreglo a las instrucciones. Se cuidará especialmente de que, durante la manipulación mecánica, no se incorpore tierra superficial al material del contorno. El manejo imperfecto de una pala mecánica de carga puede destruir un contorno bien diseñado. Al rellenar la zanja, ha de evitarse el desplazamiento de los tubos y, si el suelo es pedregoso, puede ser necesario "cegarlos" con tierra exenta de piedras, a fin de protegerlos contra los golpes que recibirán al echarles encima la tierra de relleno. Si el suelo superficial fuera salino, no se utilizará para cegar los tubos.

#### 3.3.3 Calidad de los materiales

Todos los materiales destinados a un uso experimental se examinarán cuidadosamente para que el trabajo no resulte nulo por un defecto ajeno al desarrollo del experimento. Por ejemplo, si en una partida de tubos de arcilla hay algunos de mala calidad y éstos se distribuyen al azar en el proceso experimental, pueden originarse diferencias en el rendimiento de los drenes que se deban exclusivamente a la posición que ocupen en las tuberías los defectuosos. Un tubo de plástico que se haya vuelto frágil por exposición a la luz ultravioleta puede motivar análogos perjuicios en un experimento.

#### 3.3.4 Primer riego después de la instalación

La práctica de inundar la zanja para consolidar el relleno no es aconsejable, porque aplica súbitamente un elevado gradiente hidráulico en una masa de suelo suelto, creando así las condiciones ideales para el arrastre de partículas finas que pueden penetrar en la tubería de drenaje o, si lo hubiera, en el contorno. En algunos casos, se forma una especie de lodo que inutiliza por completo los tubos. Si el relleno se consolida por efecto de la lluvia natural, no surgirá problema alguno, salvo

al rellenar la depresión que aparece después del asentamiento. Tal ocurrirá, desde luego, si puede cultivarse encima, la próxima vez que se laboree la tierra. En condiciones de regadío, es importante compactar el relleno y abrir un surco con el arado o establecer de cualquier otra manera una barrera a cada lado de la tubería, a un metro de distancia, poco más o menos, para evitar que el agua superficial encuentre un acceso directo. Así sólo llega a la zanja el agua subterránea y se consolida de un modo natural el relleno, después de lo cual la tierra con que se haya construido ese espaldón puede utilizarse para ocupar la depresión consiguiente al asentamiento del relleno de la zanja.

### 3.3.5 Métodos especiales de instalación

La técnica especial más usual es el tendido de drenes en zanjas abiertas sin excavar, que consiste en instalarlos desplazando la tierra hacia los lados. Si los drenes han de colocarse a poca profundidad, se obtiene así un considerable ahorro en comparación con el tendido normal en zanjas excavadas. Sin embargo, como las fuerzas de tracción necesarias son aproximadamente proporcionales al cubo de la profundidad, o sea, que el trabajo a 2 metros de hondura requiere una potencia 8 veces mayor que la precisa a un metro, esta ventaja tiende a desaparecer cuanto mayor es la profundidad a que hayan de situarse los tubos. Una zanjadora que excave más hondo avanza con mayor lentitud, pero no consume excesiva energía.

Aparte la cuestión de la profundidad, no existen claras restricciones en cuanto a la técnica del tendido sin excavar. Objetan algunos que, con este procedimiento, se embarran los lados de la excavación si el suelo está húmedo, pero no se tienen pruebas evidentes de que este embarramiento sea mayor que el producido por la canaleta que deposita los drenes en el caso de una zanjadora normal. Otros arguyen que el desplazamiento lateral de la tierra es muy beneficioso y que la ausencia de movimiento mecánico disminuye las probabilidades de que se forme lodo. Aunque estos argumentos no carecen de lógica, aún no se tienen pruebas concluyentes en su favor o en contra. A continuación, se enumeran únicamente las ventajas y desventajas principales.

Ventajas del tendido sin excavar zanja:

- máquina más sencilla, sin piezas móviles que penetren en el suelo;
- ninguna operación ulterior de relleno;
- procedimiento muy mecanizado;
- "zanja" estrecha, lo que supone menores costos de relleno artificial.

Las desventajas son:

- no ofrece ocasión para examinar el suelo ni para ver cómo quedan colocados los tubos en la "zanja", cosa muy importante si se emplean drenes de gres;
- la fuerza de tracción necesaria crece con rapidez a medida que se aumenta la profundidad a que se incide la tierra;
- quizás no reporte ningún beneficio una zanja permeable en un suelo estratificado.

### 3.3.6 Registros y archivos

Además de los datos corrientes, tales como la fecha de instalación, el estado del tiempo, los nombres de las personas responsables de los trabajos, etc., se recomienda recoger y conservar:

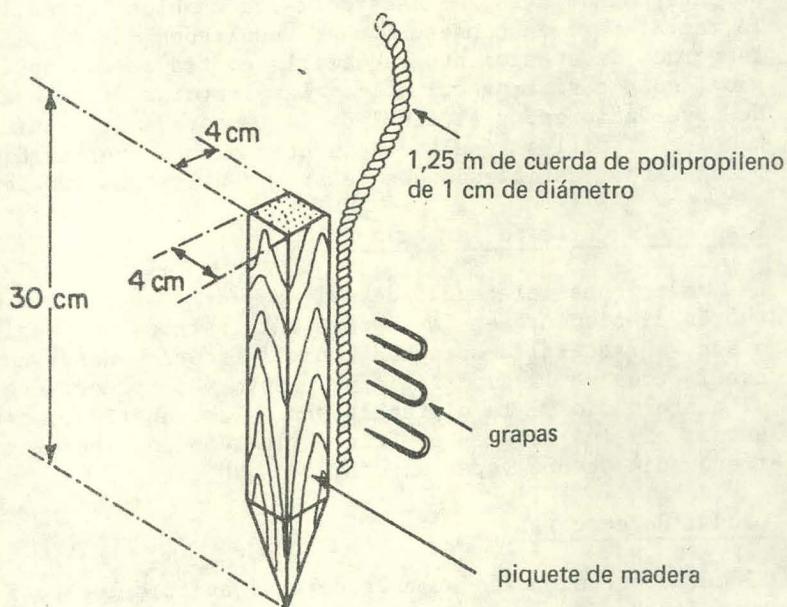
- algunas fotografías de las obras en curso, incluso de detalles de los tubos, desagües, manipulaciones del material, etc.;

- muestras de todos los materiales utilizados;
- un croquis de la posición exacta de los tubos, basado en medidas tomadas después de instalarlos;
- el croquis debe incluir detalles de cada tipo de dren e indicar la profundidad hasta los extremos superior e inferior de las tuberías;
- notas sobre averías u otras incidencias que puedan tener consecuencias al correr del tiempo.

### 3.3.7 Indicadores de situación

Se pondrán indicadores permanentes sobre el punto de desagüe de cada tubería, todos ellos numerados para reducir al mínimo el riesgo de un error al registrar datos.

En el extremo superior de las tuberías, puede ser imposible situar un indicador permanente, pero cabe sustituirlo por un trozo de cuerda imputrescible sujeto a un piquete de madera (véase la Fig. 3-2). El piquete se entierra por debajo de la profundidad a que alcanza las operaciones de laboreo de la tierra y la cuerda se deja tendida sobre la superficie del terreno. Este tipo de marcador, llamado "rabo" porque sólo se ve el trozo de cuerda que asoma del suelo, resiste de un modo sorprendente a las labores de cultivo.



"RABO" (la cuerda debe ser de un color que se destaque del suelo)

Fig. 3-2. INDICADOR ADECUADO PARA EL EXTREMO SUPERIOR DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE, LLAMADO "RABO" PORQUE SOLO SE VE EL TROZO DE CUERDA QUE QUEDA TENDIDO SOBRE LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

### 3.4 INSTRUMENTOS Y MEDICIONES

#### 3.4.1 Introducción

Los métodos sencillos suelen ser los más eficaces y seguros. Sobre todo los dispositivos electrónicos, han resultado poco satisfactorios en los experimentos de avenamiento. Los procedimientos recomendados a continuación son fáciles, baratos y de buen resultado en los casos de que se ocupa el presente estudio. Los principales requisitos consisten en registrar los caudales de salida de las tuberías de drenaje y los niveles freáticos.

#### 3.4.2 Duración del período de observación

Para evaluar el rendimiento de las tuberías de drenaje, suele ser suficiente la realización de observaciones durante dos o tres coyunturas o fenómenos interesantes en relación con el drenaje. Se presenta una buena ocasión con motivo de la lluvia o el riego y durante parte de estos actos se producen grandes elevaciones del nivel freático y abundantes caudales de desagüe, esto es, por lo menos iguales a los niveles y caudales previstos en el proyecto. Las ocasiones elegidas para la observación deben estar bien repartidas a lo largo de una temporada de avenamiento o riego. Tras una lluvia intensa y 5 a 15 días después del riego, se presenta una buena coyuntura, que suele durar de 3 a 7 días. La comparación de los resultados obtenidos en las distintas ocasiones indicará si el sistema es razonablemente estable o no. Durante muchos años, se desarrollarán cambios lentos, especialmente en la zona de la zanja, pero la consecución de resultados más significativos que los de una sola temporada de avenamiento requeriría continuar las observaciones durante 10 o más años, cosa casi impracticable. Las lecturas deben analizarse después de cada tanda de observaciones, y al final de la temporada de avenamiento se hará una evaluación completa. Si los resultados inducen a sospechar cambios progresivos con el tiempo, puede estar justificado que se prosigan las observaciones.

#### 3.4.3 Frecuencia de las observaciones

Las mediciones del caudal de salida y de la situación del nivel freático se efectuarán diariamente en las épocas interesantes desde el punto de vista del drenaje, o sea, durante el descenso del nivel freático desde un punto sito a menos de 50 centímetros de la superficie del suelo y perteneciente a la vertical que pasa por el punto medio de la distancia entre las tuberías, hasta cerca de la profundidad de éstas. Si los niveles freáticos fluctúan con rapidez, puede ser necesaria una frecuencia de dos veces al día.

#### 3.4.4 Caudal de descarga

El método recomendado para la determinación del caudal de salida o descarga de las tuberías de drenaje es una medición manual con los elementos que a continuación se enumeran:

- Un recipiente de capacidad conocida. El tamaño ha de ser adecuado para que pueda colocarse fácilmente debajo de la boca de descarga de la tubería, pero de cabida bastante para que pueda medirse con razonable exactitud el tiempo que tarda el recipiente en llenarse. Es razonable cualquier tiempo de llenado comprendido entre 30 segundos y 2 minutos. Si hay mucho quehacer, conviene una capacidad de 5 ó 10 litros.
- Un cronógrafo (reloj con pulsador de parada), en que puedan leerse los quintos de segundo. En el caso de largos tiempos de llenado, o sea, de 1 minuto o más, y de que se disponga de dos personas para anotar las lecturas, cabe emplear un reloj corriente con segundero.

- Un soporte (tabilla con muelle de sujeción) para poder escribir de pie en las hojas de registro. Se anotarán:

las fechas de las lecturas,  
el número de referencia de la tubería,  
la capacidad del recipiente,  
el número de segundos que tardó en llenarse y  
la hora en que se tomó la medida.

### 3.4.5 Niveles del agua subterránea

La técnica recomendada para medir el nivel freático se basa en un piezómetro, instrumento que consiste en un tubo de plástico de poco diámetro (unos 20 milímetros) que se inserta verticalmente en el suelo. La Fig. 3-3 muestra los detalles principales y en ella se ve la punta activa del piezómetro, esto es, su extremo inferior, rodeada por una arena de grano entre mediano y grueso. La entrada del agua superficial se evita rellenando de bentonita o de arcilla en polvo bien apretada la parte superior del orificio, hecho con una barrena. Un trozo de manguito aislante de plástico, que puede adquirirse en cualquier tienda de material eléctrico, sirve de piezómetro con sólo abrirle algunos agujeros cerca del extremo inferior. Estos orificios se cubren con una sola capa de tela, para evitar que entre la arena. Vale para el caso una media de nylon vieja o un trozo de muselina o fibra de vidrio. El diámetro del manguito no es crítico, pero no se recomienda que tenga menos de unos 10 milímetros, ya que podrían producirse fenómenos de capilaridad, sería vulnerable el manguito y resultaría difícil la lectura. Los diámetros de más de 50 milímetros aumentan el intervalo entre los cambios del nivel freático y la correspondiente reacción del piezómetro.

El funcionamiento de este instrumento se realiza como sigue: a) léase el nivel del agua en el piezómetro; b) llénese o vacíese éste de agua; c) obsérvese si el nivel inicial del agua se restablece en un tiempo razonable.

La barrena utilizada para abrir agujeros en el suelo suele tener de 50 a 80 milímetros de diámetro y el piezómetro se instalará a la misma profundidad que el tubo de drenaje. No obstante, en casos especiales, a veces para examinar el efecto de una capa delgada del suelo, los piezómetros se ponen con la punta por encima o por debajo de dicho estrato.

Para aplicar esta técnica, se necesitan:

- piezómetros de longitud adecuada;
- una barrena de unos 50 a 80 milímetros de diámetro, que pueda llegar hasta la profundidad a que se hallen los tubos de drenaje;
- arena de grano mediano o grueso;
- arcilla en polvo.

Aunque se prefiere emplear piezómetros, hay casos en que, por las condiciones del terreno, es práctico valerse simplemente de agujeros de barrena. Las diferencias entre las medidas tomadas con piezómetros y las efectuadas en agujeros de barrena son insignificantes si no se establece, después del riego, una capa freática suspendida, esto es, si el suelo no está muy estratificado por encima de la profundidad de los tubos de drenaje.

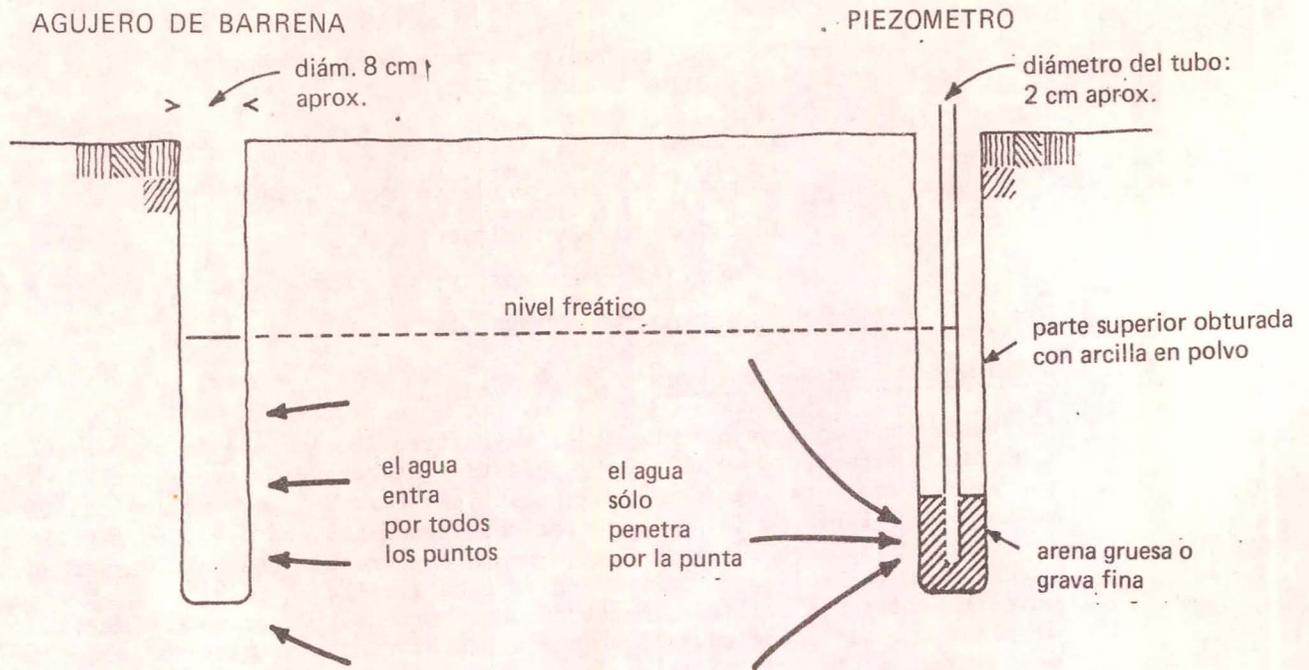


Fig. 3-3. DIFERENCIAS ESENCIALES ENTRE EL AGUJERO DE BARRENA Y EL PIEZOMETRO

### 3.4.6 Emplazamiento de los piezómetros

La instalación que se recomienda para la mayor parte de los casos consiste en tres filas de piezómetros, situadas a  $1/4$ ,  $1/2$  y  $3/4$  de la longitud de las tuberías, y en cada fila un piezómetro justamente al exterior de la zanja (a 40 centímetros del centro de la tubería), a  $1/8$  del espaciamento y en el punto medio de éste. Se requieren como mínimo dos filas a  $1/3$  y  $2/3$  de la longitud de las tuberías. La necesidad de poner estos piezómetros con un grado razonable de precisión pone de manifiesto la gran utilidad del croquis y de los indicadores permanentes mencionados en las secciones 3.3.6 y 3.3.7. La Fig. 3-4 presenta una disposición típica.

Para averiguar si hay sobrepresión en una tubería de drenaje se hace un pequeño agujero a través de la parte superior de su periferia, en el punto medio de su longitud, y se introduce un piezómetro por este orificio. Un procedimiento simplificado, que sólo proporciona una indicación cualitativa, consiste en agregar un tubo vertical en el extremo de aguas arriba de la tubería de drenaje y verter agua en él (unos 10 litros). El nivel inicial del agua debe restablecerse casi inmediatamente si la tubería funciona como es debido.

### 3.4.7 Anotaciones necesarias al instalar los piezómetros

Conviene marcar en un croquis la situación de cada piezómetro y escribir al lado su número de referencia, número que también se pondrá en el propio tubo, para reducir la posibilidad de errores. Se anotará la altura del extremo superior de cada piezómetro sobre la superficie del terreno. Un topógrafo debe registrar el nivel del terreno y el nivel de la parte superior del piezómetro con respecto a un dato absoluto. Se aconseja cortar todos los piezómetros de una misma fila a igual nivel absoluto, ya que así se reducen los errores de conversión.



### 3.4.8 Lectura de los piezómetros

Existen varios dispositivos para determinar el nivel del agua en los tubos piezométricos, pero uno de los más baratos, prácticos y portátiles puede hacerse con una cinta métrica de acero, del tipo enrollable más corriente. Una pesa ligeramente cóncava se sujeta a la cinta de acero, acortando ésta justamente lo preciso para compensar la longitud de la pesa. El extremo cóncavo produce un sonoro ¡plaf! al chocar con la superficie del agua. Así, escuchando este ruido a la vez que se tiene la mirada fija en la cinta, es fácil determinar el nivel del agua por debajo de la parte superior del piezómetro. La Fig. 3-5 es una ilustración de este sencillo instrumento.

Por consiguiente, para determinar los niveles del agua, se requieren:

- un croquis en que figuren los emplazamientos y los números de los piezómetros;
- una cinta métrica con pesa cóncava (Fig. 3-5);
- un soporte (tablilla con muelle de sujeción) con una hoja de registro para los datos siguientes:

fecha y hora de registro,

número de referencia del piezómetro y

profundidad del agua por debajo del extremo superior del piezómetro.



Fig. 3-5. CINTA METRICA CON PESA PARA MEDIR EL NIVEL FREATICO

### 3.4.9 Medición del nivel freático básico

La dificultad de la medición de los niveles freáticos estriba en que cualquier sistema de medida introduce algún retraso entre el cambio real de la presión en los poros y el momento en que este cambio se refleja en el instrumento. A medida que se

aumenta el diámetro de la cavidad de medida, crece también el volumen de agua necesario para restablecer el equilibrio; por ejemplo, el retardo de la respuesta de un agujero de 10 centímetros de diámetro es cuatro veces mayor que el correspondiente a un orificio de 5 centímetros de diámetro. Significa esto también que, en un suelo de baja conductividad hidráulica, sólo un pequeño cambio de volumen puede dar un tiempo de retardo aceptable.

Las ventajas de los agujeros de barrena (no los llamamos barrenos para mayor claridad) son:

- sencillez y baratura, por lo que pueden usarse en grandes cantidades;
- obtiene una muestra de suelo muy voluminosa;
- gran zona de contacto, que refleja la estructura del suelo;
- utilizable para otros fines, tales como la medición de la conductividad hidráulica;
- se mide fácilmente el nivel del agua;
- los lados embarrados del agujero pueden secarse y regenerarse.

Las desventajas son:

- largos tiempos de retardo;
- difícil interpretación en el caso de suelos estratificados, porque se integran en toda la profundidad;
- posibilidad de "fugas" de agua de un horizonte a otro si el suelo está estratificado.

Ventajas de los piezómetros:

- son bastante sencillos y baratos;
- miden la presión en los poros de un punto específico;
- utilizables para determinar el gradiente hidráulico;
- las medidas se toman sin ninguna dificultad;
- mediano tiempo de retardo, aceptable para la mayoría de los usos.

Desventajas:

- la proporción de fallos puede ser grande en los suelos de débil estructura si el extremo del piezómetro coincide con un centro de agregados;
- los lados del agujero embarrados no pueden regenerarse.

La Fig. 3-3 indica la diferencia básica entre la disposición de los agujeros de barrena y la de los piezómetros.

Se observa que, en los suelos permeables muy uniformes, las capas de agua subterránea tienden a tener superficies planas y lisas, por lo que a menudo se da por seguro que son así. En cambio, en los suelos bastante heterogéneos y, más particularmente, en los arcillosos, se producen considerables variaciones de nivel dentro de distancias relativamente cortas. Estas variaciones, pese a ser reales, suelen atribuirse a error de los instrumentos. En consecuencia, los perfiles del nivel freático entre una tubería y otra no siempre se trazan como curvas sin irregularidades.

### 3.4.10 Medición del caudal de salida de las tuberías

La medición manual ofrece las ventajas siguientes:

- se requiere poco equipo permanente;
- los operarios observan de cerca el rendimiento de las tuberías;
- la técnica es sencilla y poco propicia a errores graves.

Desventajas:

- sólo se obtienen los valores en momentos determinados;
- pueden ignorarse las crecidas del caudal de salida por no tomarse medidas cuando hace mal tiempo;
- la medición sólo es factible cuando la boca de descarga de la tubería queda lo bastante por encima del nivel del agua en la zanja.

Entre las ventajas de los registradores automáticos de caudal, figuran éstas:

- proporcionan un registro continuo, que puede observarse en cualquier momento;
- ahorro de personal, ya que todo se reduce a cambiar periódicamente el rollo de papel de registro.

Desventajas:

- los instrumentos son costosos;
- los errores pueden pasar inadvertidos durante largo tiempo;
- implica dificultades el mantenimiento de la sincronización entre los relojes de varios instrumentos automáticos;
- en algunas zonas los instrumentos pueden ser objeto de actos de vandalismo;
- se requiere una diferencia de altura de 20 centímetros por lo menos entre la boca de descarga de la tubería y el máximo nivel del agua en la zanja.

Los caudales de salida o descarga presentan variaciones análogas a las de los niveles freáticos. Como esto ha de considerarse normal, hay que efectuar un número de lecturas suficiente para obtener un valor que pueda considerarse representativo de un día.

## 3.5 ELABORACION Y PRESENTACION DE LOS DATOS

### Información que ha de obtenerse

En la Sección 2.2.3, se propuso que la resistencia de entrada  $r_e$  y la relación  $h_e/h_{tot}$  (pérdida de carga en la entrada con respecto a la pérdida total de carga) se empleasen como parámetros del rendimiento. La elaboración de los datos de las observaciones ha de conducir, por lo tanto, a la determinación de los valores de estos parámetros. Además, cuando se trata de analizar sistemas de drenaje (véase la Parte II), la elaboración de los datos es también necesaria para conocer las elevaciones del nivel freático con relación a la superficie del terreno y las velocidades de descarga en milímetros por día.

### Datos que han de elaborarse

Los datos que tienen que recogerse son de dos clases:

- a) datos básicos sobre el emplazamiento de los campos experimentales, las características del suelo, los materiales de drenaje, el diseño de las parcelas, las condiciones existentes durante el tendido de los drenes, etc.;
- b) mediciones y observaciones afines, tales como los caudales de salida de las tuberías, los niveles alcanzados en los piezómetros, información sobre las lluvias y el riego, etc.

Conviene registrar todos los datos en hojas impresas al efecto; un modelo de ellas se inserta en las Figs. 3-6 a 3-9. La explicación y advertencias que siguen pueden facilitar la utilización de estas hojas.

La Fig. 3-6 contiene información básica sobre el lugar, los tubos de drenaje, la red de piezómetros y las características de la construcción. La importancia de esto último se ha subrayado en secciones precedentes.

En la columna A4 de la Fig. 3-7, se anota la longitud de los piezómetros. Cuando el nivel freático desciende por debajo del extremo inferior del piezómetro, puede quedar todavía algo de agua o barro en el tubo. Un observador poco experimentado quizás crea que esta agua representa el nivel freático. Ahora bien, si el nivel del agua medido en el tubo por debajo del extremo superior de éste es casi igual a la longitud del piezómetro, es señal de que la medición puede ser inexacta.

El nivel del punto medio de la tubería de drenaje se anota en la columna A7. Este nivel es el de referencia para la pérdida en la entrada y la pérdida total. Se supone entonces que la tubería está medio llena de agua. Es ésta probablemente una aproximación aceptable a falta de claras señales de sobrepresión en la tubería de drenaje.

Para cada tubería y para cada serie de observaciones, se utiliza una hoja del modelo reproducido en la Fig. 3-8. Las dos columnas de la derecha de esta hoja se destinan a los parámetros del rendimiento: resistencia en la entrada  $r_e$  y pérdida proporcional de carga  $h_e/h_{tot}$ .

Reviste mucha importancia que los datos se elaboren inmediatamente después de tomadas las medidas, por el orden que se indica en la Fig. 3-8. Así se descubren las irregularidades o datos sospechosos y resulta posible prestarles especial atención durante la siguiente serie de mediciones.

Los resultados de los cálculos de la Fig. 3-8 se pasan sistemáticamente a la Fig. 3-9. En el Apéndice 6 se inserta un ejemplo de análisis estadístico.

Fig. 3-6 HOJA PARA REGISTRAR LOS DATOS BASICOS DEL LUGAR

1.1 Tamaño, suelos y preparación del ensayo

Nombre del observador: . . . . . Fecha: . . . . .

Situación del lugar: . . . . . Tamaño aproximado: . . . . .

Topografía: llano/declive uniforme/depressiones poco profundas . . . . .

Suelos: datos de 0 a 4 metros      textura      estructura      color      manchas  
de profundidad:

. . . . .  
. . . . .

otras características: . . . . .

Tamaño de las partículas ( $\mu$ )  
Distribución (micras):

| capa      | < 2 | 2-20 | 20-50 | 50-100 | > 100 |
|-----------|-----|------|-------|--------|-------|
| . . . . . |     |      |       |        |       |
| . . . . . |     |      |       |        |       |
| . . . . . |     |      |       |        |       |
| . . . . . |     |      |       |        |       |
| . . . . . |     |      |       |        |       |

Salinidad:

| capa                            | contenido de sales solubles         |  | cond.elect.                   |                 |                               |
|---------------------------------|-------------------------------------|--|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| Na <sup>+</sup> +K <sup>+</sup> | Ca <sup>++</sup> + Mg <sup>++</sup> |  | SO <sub>4</sub> <sup>..</sup> | Cl <sup>.</sup> | HCO <sub>3</sub> <sup>.</sup> |
| . . . . .                       |                                     |  |                               |                 |                               |
| . . . . .                       |                                     |  |                               |                 |                               |

pH . . . . . Conductividad hidráulica: . . . . .

Contenido de humedad en el suelo a la profundidad de los tubos de drenaje . . . . .

Información del suelo por debajo de los 4 m de profundidad: . . . . .

Profundidad hasta la capa impermeable: . . . . .

Clima: árido/semiárido/subhúmedo/húmedo . . . . .

distribución específica anual de las lluvias: . . . . .

Observaciones:

Instalación de los drenes

Fecha de instalación: . . . . .  
Condiciones durante la instalación: . . . . .  
- tiempo . . . . .  
- perfil de la humedad del suelo . . . . .  
- elevación del nivel freático . . . . .  
- otras observaciones . . . . .

Datos de las obras: . . . . .  
- tipo de máquina . . . . . ancho de las zanjas . . . . .  
- forma del fondo de las zanjas . . . . . estabilidad de las paredes . . . . .  
- material aglutinante empleado . . . . .  
- ¿se ha compactado el relleno? . . . . . En caso afirmativo, ¿cómo? . . . . .  
- evaluación general de la instalación: buena/regular/mala . . . . .

Calidad de los drenes de hormigón/arcilla: dureza . . . . .  
rectos/curvos . . . . .  
corte recto/oblicuo . . . . .  
grado de ajuste . . . . .  
porcentaje de drenes rotos . . . . .

---

Diseño de las parcelas experimentales

Fig. 3-7

HOJA PARA REGISTRAR LOS DATOS BASICOS DE LOS PIEZOMETROS

- 1.2 Tuberías de drenaje Tubería número: . . . <sup>2</sup> . . .
- . Tipo de tubería: hormigón .....
  - . Diámetro: exterior .13... cm  
                  interior .10... cm
  - . Tipo de envoltura: filtro .....
  - . Espesor del material: 5 cm ..... y  
distribución en torno de la tubería:  
  todo alrededor .....
  - . Normas granulométricas aplicadas a  
  la envoltura: USDA,SCS .....
  - . Espaciamiento entre tuberías: 40 (m) .....
  - . Profundidad media: 1,50 (m) .....
  - . Longitud de cada tubería: 2,20 (m) .....
  - . Zona drenada: 0,28 (ha) .....
  - . Distancia del piezómetro a la boca de  
  descarga:  
  . Fila I                   55  
  . Fila II                  110  
  . Fila III                 165
  - . Altura extremo superior piezómetros  
  sobre nivel del mar: 6,58 (m) .....
  - . Altura boca descarga sobre nivel del  
  mar: 5,06 (m) .....
  - . Fecha instalación piezómetros:  
  15/1/72 .....

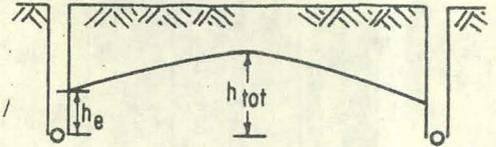
| Fila | Piez. núm. | Distancia a la tubería (m) | Altura extremo sup. piezómetro sobre |                     |                    |                            | Observaciones |
|------|------------|----------------------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------|----------------------------|---------------|
|      |            |                            | fondo piez. (m)                      | superf. terreno (m) | cresta tubería (m) | punto medio de tubería (m) |               |
| A1   | A2         | A3                         | A4                                   | A5                  | A6                 | A7                         | A8            |
| I    | 1          | 20 m                       | 1,65                                 | 0,21                | 1,49               | 1,56                       |               |
|      | 2          | 5 m                        | 1,67                                 | 0,18                |                    |                            |               |
|      | 3          | 0,4 m                      | 1,64                                 | 0,20                |                    |                            |               |
|      | 4          | 0,4 m                      | 1,63                                 | 0,18                |                    |                            |               |
|      | 5          | 5 m                        | 1,62                                 | 0,15                |                    |                            |               |
|      | 6          | 20 m                       | 1,69                                 | 0,12                |                    |                            |               |
| II   | 6          |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 7          |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 8          |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 9          |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 10         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
| III  | 11         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 12         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 13         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 14         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 15         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |
|      | 16         |                            |                                      |                     |                    |                            |               |

Fig. 3-8

HOJA PARA REGISTRAR Y CALCULAR SOBRE EL TERRENO  
LOS NIVELES DEL AGUA EN LOS PIEZOMETROS

1.3 Datos experimentales

Terreno número .....<sup>4</sup>  
 Tubería de drenaje número .....<sup>2</sup>  
 Fecha y hora de la observación 3/3/72 9.00 hrs. Días después del riego: .....<sup>2</sup>  
 Fecha del último riego 1/3/72  
 Duración del último riego 6 hrs.  
 Estado de la superficie del terreno: seco/húmedo/empapado  
 Situación de la boca de descarga de la tubería: descubierta/  
 Observador: Abdul Hamid sumergida



| Fila                  | Pozo piez. núm.                               | Observación                  |                                             |                                   | Cálculo                                 |                                  |                 |
|-----------------------|-----------------------------------------------|------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|-----------------|
|                       |                                               | Nivel del agua sobre la sup. | Distancia n.a. en piez.a extremo sup. piez. | Distancia n.a. en piez. a superf. | Altura n.a. sobre punto medio tubería   | $h_e/h_{tot}$                    | $r_e = h_e/q_u$ |
| B1                    | B2                                            | B3                           | B4                                          | B4 - A5                           | A7 - B4                                 |                                  |                 |
| I                     | 1                                             | 0,05 m                       | 0,50                                        | 0,29                              | 1,06 = $h_{tot}$                        | 0,45                             | 1,7             |
|                       | 2                                             |                              | 0,78                                        | 0,60                              | 0,78                                    |                                  |                 |
|                       | 3                                             |                              | 1,08                                        | 0,88                              | 0,48 = $h_e$                            |                                  |                 |
|                       | 4                                             |                              | 1,05                                        | 0,87                              | 0,51 = $h_e$                            | 0,51                             | 1,8             |
|                       | 5                                             |                              | 0,82                                        | 0,67                              | 0,74                                    |                                  |                 |
|                       | 6                                             |                              | 0,56                                        | 0,44                              | 1,00 = $h_{tot}$                        |                                  |                 |
| II                    | 6                                             |                              |                                             |                                   | = $h_m$                                 |                                  |                 |
|                       | 7                                             |                              |                                             |                                   |                                         |                                  |                 |
|                       | 8                                             |                              |                                             |                                   | = $h_e$                                 |                                  |                 |
|                       | 9                                             |                              |                                             |                                   | = $h_e$                                 |                                  |                 |
|                       | 10                                            |                              |                                             |                                   |                                         |                                  |                 |
| III                   | 11                                            |                              |                                             |                                   | = $h_m$                                 |                                  |                 |
|                       | 12                                            |                              |                                             |                                   |                                         |                                  |                 |
|                       | 13                                            |                              |                                             |                                   | = $h_e$                                 |                                  |                 |
|                       | 14                                            |                              |                                             |                                   | = $h_e$                                 |                                  |                 |
|                       | 15                                            |                              |                                             |                                   |                                         |                                  |                 |
| 16                    |                                               |                              |                                             |                                   |                                         |                                  |                 |
| Hora observ. descarga | Observación<br>V (cm <sup>3</sup> )   t (sec) |                              | V/t = $\Omega$<br>(cm <sup>3</sup> /sec)    | $\Omega$<br>(m <sup>3</sup> /d)   | $q_u = \Omega/L$<br>(m <sup>2</sup> /d) | NOTAS                            |                 |
| B5                    | B6                                            | B7                           | B8=B6/B7                                    | B9=B8 x.086                       | B10 = B9/L                              |                                  |                 |
| 09.00 hrs.            | 10.000                                        | 13.5                         | 740.7                                       | 64.0                              | 0.291                                   | Desaparecido el piezómetro N° 11 |                 |
| 09.45                 | 10.000                                        | 13.9                         | 719.4                                       | 62.2                              | 0.283                                   |                                  |                 |

$q_u$  medio = 0,287

Fig. 3-9

HOJA DE CALCULO PARA LOS DATOS DEL RENDIMIENTO DE LAS TUBERIAS DE DRENAJE

|                         |    | Tubería N°    |         |          |          |                 |         |          |          | Tubería N°    |         |          |          |                 |         |          |          |
|-------------------------|----|---------------|---------|----------|----------|-----------------|---------|----------|----------|---------------|---------|----------|----------|-----------------|---------|----------|----------|
|                         |    | $h_e/h_{tot}$ |         |          |          | $r_e = h_e/q_u$ |         |          |          | $h_e/h_{tot}$ |         |          |          | $r_e = h_e/q_u$ |         |          |          |
|                         |    | Fila I        | Fila II | Fila III | Promedio | Fila I          | Fila II | Fila III | Promedio | Fila I        | Fila II | Fila III | Promedio | Fila I          | Fila II | Fila III | Promedio |
| Días. después del riego | 1  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 2  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 3  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 4  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 5  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 6  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 7  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 8  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 9  | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         | 10 | 1. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | 2. Lectura    |         |          |          |                 |         |          |          |               |         |          |          |                 |         |          |          |
|                         |    | $\Sigma$      | =       |          |          | $\Sigma$        | =       |          |          | $\Sigma$      | =       |          |          | $\Sigma$        | =       |          |          |
|                         |    | $\Sigma/n$    | =       |          |          | $\Sigma/n$      | =       |          |          | $\Sigma/n$    | =       |          |          | $\Sigma/n$      | =       |          |          |

### 3.6 DOTACION DE PERSONAL

Es difícil dictar reglas acerca de la plantilla de personal, ya que ésta no depende solamente de la escala de los experimentos, sino más aún de las circunstancias del país. Lo único que puede hacerse es especificar con claridad las tareas que han de efectuarse, al objeto de que quienes asuman la responsabilidad en el país, puedan asignar fácilmente el personal necesario, basándose en el conocimiento de la situación local.

La mayoría de los experimentos pueden dividirse en las fases siguientes:

#### a) Examen de las publicaciones

El personal científico competente en la materia ha de revisar lo publicado en el mundo entero acerca del problema. Esta labor puede servir para dar respuesta a las siguientes preguntas:

- ¿qué se sabe hasta ahora?
- ¿cuáles son las principales cosas que desconocemos en cuanto al caso de que se trata?
- ¿cuáles son las probabilidades de que el experimento sea fructuoso?
- ¿qué experimentos se han hecho anteriormente sobre lo mismo y qué puede aprenderse de ellos?
- ¿cuál es la gama de resultados probables de cada uno de los experimentos propuestos?

Respecto al examen de lo publicado, téngase presente que el servicio de resúmenes de la FAO, la "Commonwealth Agricultural Bureau" y otras entidades pueden significar un buen punto de partida.

#### b) Planificación

Es decisiva la precisión del trabajo en esta fase, toda vez que los errores de carácter fundamental no pueden corregirse con facilidad más adelante, por lo cual la planificación debe estar a cargo de personal experimentado y muy competente. Esta fase incluye:

- la elección entre las distintas opciones susceptibles de experimentación, después de haber examinado toda la información técnica disponible y obtenido estimaciones de los costos;
- la elección del lugar de ensayo, juntamente con la recogida de datos básicos relativos al suelo;
- el trazado de un plan experimental, tomando en cuenta las restricciones inherentes al lugar, las opciones que conviene someter a ensayo y el método que se pretende seguir para analizar los resultados.

#### c) Gestiones diversas

Entre ellas figuran la adquisición de los materiales elegidos en la fase b) y la designación de contratistas. Los quehaceres de esta fase son principalmente de índole administrativa y no se explicarán detalladamente en la presente publicación.

d) Instalación

Los trabajos de esta fase son importantes porque, si los tubos de drenaje no se instalan conforme a lo planificado o si no se tiene confianza en la mano de obra, el experimento tal vez no proporcione resultados válidos. Si los drenes se colocan en zanjas abiertas, a intervalos regulares quedarán al descubierto secciones transversales del suelo, lo que ofrecerá una excelente oportunidad para evaluarlo de nuevo y observar las variaciones naturales. Así, pues, se requiere lo siguiente:

- Una supervisión constante por personal muy entendido, que comprenda el experimento y haga lo que se precisa. Es muy conveniente que quienes dirijan la realización del experimento hayan tomado parte antes en los trabajos de planificación.
- Llevar registros exactos de la obra realizada, el estado del tiempo y las condiciones del suelo, así como de las dificultades surgidas y demás incidencias.
- Que un edafólogo examine las zanjas abiertas e informe respecto a los suelos (este dictamen es complementario del informe edafológico elaborado durante la planificación).

e) Instrumentos

En la fase b), ya se habrá planificado lo relativo a los instrumentos, pero se aconseja no confiar la instalación de ellos a ningún contratista. Los preparativos necesarios para las mediciones (incluso los más sencillos, tales como los orificios de barrena) han de efectuarse con sumo cuidado y se recomienda que los hagan las personas encargadas del experimento, que son quienes saben lo que se requiere.

f) Realización de las observaciones y análisis de los resultados

Estos dos trabajos suelen hacerse por separado, pero existen sólidas razones para coordinarlos. Si los resultados se someten siquiera a un análisis primario inmediatamente después de obtenerlos, se descubren fácilmente los instrumentos que no funcionen bien, los valores dudosos y cualesquiera otros problemas, lo que permite ponerles remedio con la mínima pérdida de tiempo. Por lo tanto, las observaciones y los análisis deben encomendarse a un mismo experto calificado, en vez de encargarse a obreros u otras personas no especializadas. Hace falta personal suficiente e idóneo para que:

- la recogida de datos se efectúe con la frecuencia requerida por el experimento en curso;
- los datos se analicen progresivamente, a fin de saber cómo marchan las cosas, descubrir los errores y dificultades y disponer los remedios propios del caso. A tal fin, conviene mucho el traslado de los datos a un gráfico.

g) Examen de los trabajos realizados

Un miembro superior del personal científico debe revisar periódicamente los progresos alcanzados hasta la fecha y ordenar las modificaciones procedentes en las técnicas y procedimientos. La frecuencia de este examen depende por completo de la índole del experimento: una revisión semanal puede ser apropiada en un proyecto de un mes de duración, en tanto que una revisión mensual o semestral quizás baste para los proyectos cuya ejecución consume de 4 a 5 años. Estas inspecciones incluirán:

- una evaluación del análisis llevado a cabo en la fase f);
- los análisis estadísticos factibles;
- un resumen de los progresos conseguidos hasta la fecha, señalando las tendencias que se estén manifestando, así como los resultados intermedios que ya puedan darse por seguros;
- detalles de lo que se vaya aprendiendo y de los cambios que deban introducirse.

h) Informe definitivo

También este informe incumbe a personal titulado superior, que es el que puede evaluar los resultados obtenidos de todo el experimento, resumir los aspectos importantes y formular recomendaciones. El informe definitivo comprenderá:

- un breve resumen de los objetivos iniciales;
- una sucinta reseña del experimento, de las observaciones realizadas y de los métodos seguidos;
- un resumen de los resultados que preste especial atención a los puntos de importancia específica;
- una exposición de las consecuencias de los resultados;
- las conclusiones que se deriven de los trabajos, y las medidas que deban adoptarse.

En el informe definitivo, suele ser conveniente que el detalle de los resultados, los análisis estadísticos, la información edafológica básica y los datos análogos se consignen en apéndices. Así, los datos quedan recogidos aparte y no interrumpen la lectura del contexto.



PARTE II

ENSAYO DE SISTEMAS DE DRENAJE



#### 4. OBJETIVOS Y ALCANCE

Los ensayos para determinar el rendimiento de las tuberías de drenaje suelen hacerse en grupos de cuatro parcelas por lo menos, donde aquéllas se tienden paralelamente. Al elegir la profundidad de las tuberías y su espaciamiento, se concede una gran importancia a la regulación conveniente del nivel freático y de la salinidad del suelo. Como cada parcela se divide en fajas de terreno largas y estrechas, el conjunto sirve de un modo óptimo para la verificación de las hipótesis relativas al efecto de la instalación de drenaje sobre el régimen del agua subterránea y para obtener información acerca las propiedades hidrológicas de los suelos y de sus estratos más profundos. Esta información es indispensable para la planificación racional de los sistemas de drenaje y puede obtenerse con sólo introducir ligeras modificaciones en los sistemas de medición propuestos para el ensayo de tuberías de drenaje.

La finalidad principal de la Parte II es explicar algunos métodos y procedimientos sencillos que proporcionan una notable cantidad de información en un corto período de tiempo. Por lo general, esta información tiene una precisión suficiente para el diseño de sistemas de drenaje en beneficio de zonas más extensas. Un ulterior refinamiento de los valores de los parámetros del diseño y de los criterios, que requiere estudios de larga duración, puede iniciarse a la par que la instalación de los sistemas de drenaje, con lo cual el proyecto se va mejorando gradualmente a medida que se adquieren datos más útiles.

Los campos de experimentación que vamos a describir son igualmente adecuados para estudios sobre el equilibrio del agua y las sales en los suelos, la reacción de los cultivos al régimen del agua subterránea inducido por el drenaje y otras investigaciones análogas. Se estima, no obstante, que los conocimientos generales de que se dispone actualmente son lo suficientemente amplios para justificar el diseño anticipado de los sistemas de drenaje, esto es, sin esperar al resultado de experimentos previos en el campo, que consumen mucho tiempo. Tales experimentos no se estudian en el presente volumen y el lector que desee informarse de los procedimientos y de la elaboración de los datos puede consultar las publicaciones que tratan de estas materias.



## 5. CONOCIMIENTOS GENERALES SOBRE EL ENSAYO DE SISTEMAS DE DRENAJE

### 5.1 NECESIDAD DE INFORMACION MEDIANTE ENSAYOS

En un método racional de planificación de sistemas de drenaje, la información se obtiene por medio de reconocimientos de las condiciones de la zona. Se adquiere con el empleo de agujeros de barrena, calicatas, muestras, piezómetros, etc. y mediante observaciones visuales, mediciones y análisis de laboratorio. Un conjunto de datos típico comprende los relativos a la topografía, los suelos y sus características hidrológicas, el estado de salinidad, los estratos más profundos, el régimen de aguas subterráneas, la elevación del nivel freático, el clima y las prácticas de riego. Como parte de la metodología los valores resultantes se pasan a ecuaciones del flujo freático o del drenaje, y la elección de los espaciamientos y profundidades de los conductos de desagüe se basa, al menos en parte, en el resultado de las operaciones de cálculo.

¿Proporcionarán estas profundidades y espaciamientos la deseada regulación del nivel freático? A menudo, sobre todo en países y zonas en que son pocos los sistemas de drenaje instalados hasta ahora, se considera que las intensidades de desagüe calculadas son un tanto teóricas y tienen que ser sometidas a ensayo antes de aceptarlas para los fines prácticos. Las incertidumbres proceden en gran parte de dos grupos de factores. En primer lugar, las ecuaciones referentes al drenaje se consideran como modelos excesivamente simplificados de una realidad muy compleja. El acuífero por el que circula el agua subterránea no es homogéneo ni está formado por dos estratos bien delimitados como se supone en las ecuaciones. Especialmente en las llanuras aluviales, los suelos se hallan estratificados y la permeabilidad varía mucho en las direcciones horizontal y vertical. No es raro que la permeabilidad, medida en agujeros de barrena situados en parcelas adyacentes, difiera en varias unidades porcentuales. El índice de infiltración y el espacio poroso drenable varían con los cambios de la textura y estructura del suelo, incluso dentro de un mismo terreno, y otro tanto ocurre con la acumulación de agua en el suelo y con la recarga del depósito freático como consecuencia de las pérdidas de agua de riego y de la lluvia. Los valores de los parámetros utilizados en las ecuaciones son tan sólo aproximados y presuponen el cumplimiento de numerosos supuestos.

El segundo grupo de factores está relacionado con la insuficiencia, tanto cualitativa como cuantitativa, de la información adquirida de las condiciones del campo. Los fondos, la mano de obra y el tiempo de que se dispone no permiten aumentar la densidad de las redes de observación y la frecuencia de las mediciones, todo lo cual haría falta para poder llegar a conclusiones estadísticamente justificadas. Por razones análogas, rara vez es factible la puesta en práctica de las técnicas de observación más seguras. De todo ello se infiere que normalmente subsisten dudas en cuanto a la precisión de los parámetros y criterios adoptados en el diseño, a no ser que podamos relacionar los resultados de las exploraciones con la experiencia práctica que ya se posea en la zona.

A falta de esa experiencia, los diseños preliminares en condiciones de campo necesitan ser objeto de ensayo. Un plan de ensayos debe proporcionar, en un breve período de tiempo, la información siguiente:

- Datos sobre las características hidrológicas del suelo, tales como la conductividad hidráulica, la capacidad de almacenamiento, la porosidad susceptible de drenaje y el espesor de la capa freática. Todo ello y los datos conexos representan valores medios de la zona en estudio. Por consiguiente, el "tamaño de la muestra" es extremadamente favorable en comparación con el determinado mediante muestras de laboratorio o mediciones en agujeros de barrena.

- Una comprobación del régimen freático inducido por las profundidades experimentales y las distancias entre las tuberías de drenaje.

Ambos tipos de información, debidamente combinados, constituyen un medio para racionalizar los diseños de drenaje y para establecer sistemas adecuados.

## 5.2 EPOCA Y METODO DE ENSAYO

Suele creerse que los campos de experimentación del drenaje han de tenerse en servicio durante varios años antes de que proporcionen la información necesaria. Como se ha señalado anteriormente, tal cosa está plenamente justificada cuando se trata de estudiar la relación entre los rendimientos de los cultivos y el régimen freático, así como el equilibrio entre el agua y las sales. Sin embargo, para la determinación de las características edafológicas e hidrológicas y para una verificación de las magnitudes que interesan desde un principio y de los supuestos conexos, puede reducirse mucho el período de ensayo. Bastan unos cuantos meses en las zonas de regadío y una estación de lluvias completa en las zonas húmedas.

El grado de precisión obtenible en tan corto período es casi siempre suficiente para el diseño de sistemas. Teniendo en cuenta también la heterogeneidad del suelo y las condiciones hidrológicas, no es muy procedente retrasar el diseño y la ejecución del proyecto hasta que se hayan obtenido parámetros más refinados. No obstante, cabe conceder la mayor importancia a la continuación de las observaciones y verificaciones durante algún tiempo, en el caso de zonas dotadas de redes de drenaje, a fin de que sea posible reajustar los diseños en ulteriores fases de la ejecución.

En términos estrictos, sería suficiente comprobar todas las observaciones experimentales en un período breve y único, durante el cual el nivel freático descendiera desde una posición cercana a la superficie del terreno hasta otra próxima al plano en que se hallen los tubos de drenaje. Una vez que el nivel freático hubiese subido por exceso de riego, sólo habría que medir la velocidad con que baje dicho nivel y el correspondiente caudal de salida. En la práctica, son probables ciertas complicaciones, entre ellas la elevación no uniforme del nivel freático al principio del período de observación, el bloqueo de piezómetros, la desigualdad de los caudales de salida y el efecto de la evaporación. Todo ello, unido a los errores de lectura, especialmente los que se cometen durante la noche, obligan a repetir las operaciones cuando vuelva a presentarse una ocasión semejante. Además, así se obtienen más datos y es posible la elección de los más fidedignos para operar luego con ellos.

En las zonas de secano son limitadas las posibilidades de observar un descenso completo e ininterrumpido del nivel freático. La lluvia puede ser insuficiente para elevarlo a gran altura o cabe que se produzcan nuevas lluvias durante el descenso. En uno y otro caso, se prolonga el período necesario para conseguir la información.

## 5.3 LIMITACIONES EN CUANTO AL METODO Y CONSIDERACIONES AL RESPECTO

Como ya se ha dicho anteriormente, el método expuesto requiere la obtención a corto plazo de información para el diseño, basada en las alturas del nivel freático y en los caudales de descarga en las tuberías de drenaje.

Se han elegido dos ecuaciones del flujo freático: la fórmula Hooghoudt, muy usual cuando se trata de un régimen permanente, y una expresión simplificada para los regímenes variables. La elección de estas dos ecuaciones no significa que sean menos adecuadas otras fórmulas del flujo muy conocidas. En efecto, el diseño de las parcelas y el tipo de las observaciones que han de realizarse son en gran parte independientes de las ecuaciones que se empleen. Sin embargo, hemos dado importancia, más que al rigor científico de las ecuaciones, a que sean sencillas y sirvan mejor para el aprendizaje del método.

Se ha supuesto que el riego y la lluvia son las únicas fuentes de recarga del depósito subterráneo: no existe, pues, presión artésiana en las capas más profundas y no entra agua de ningún otro modo en la zona de los ensayos. Por añadidura, todo el flujo de descarga va a los tubos de drenaje, esto es, no hay pérdidas por infiltración profunda. La evapotranspiración se considera insignificante.

Las ecuaciones empleadas no pueden serlo en todos los casos. La fórmula de Hooghoudt se aplica a los suelos homogéneos, mejor dicho, a los que pueden considerarse homogéneos a pesar de las variaciones de textura y estructura y a los suelos de dos capas que tienen el límite entre ambas al nivel de los tubos de drenaje. La ecuación del régimen variable exige que sea constante el espesor de la capa de suelo por la que circula el flujo que se dirige hacia los tubos. Significa esto que el límite inferior de esta capa ha de hallarse muy por debajo, a algunos metros por lo menos, de los drenes. Si el perfil del suelo no puede simplificarse como conviene a las ecuaciones mencionadas o si hay factores adicionales de carga y descarga, pueden elegirse otras fórmulas y quizás necesite un reajuste la red de observaciones. Para más información, remitimos al lector a las publicaciones pertinentes.

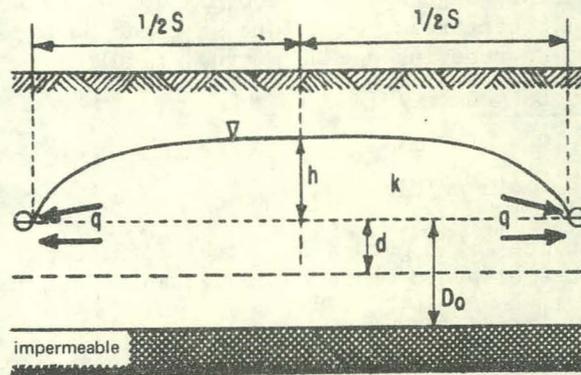


Fig.5-1 SIMBOLOS UTILIZADOS EN LA ECUACION DEL FLUJO (1)

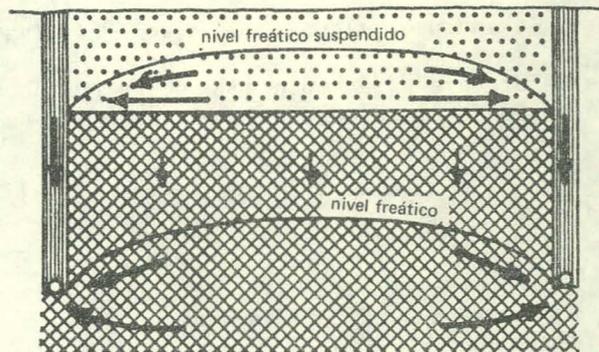


Fig.5-2 SUELO IMPERMEABLE SOBRE CAPA DE ARCILLA POCO PERMEABLE, QUE ORIGINA NIVELES FREATICOS SUSPENDIDOS Y CIRCULACION DE AGUA SOBRE EL PLANO LIMITE, EN DIRECCION A LAS ZANJAS DONDE SE HALLAN LAS TUBERIAS DE DRENAJE

#### 5.4. ECUACIONES DEL FLUJO EMPLEADAS EN LOS ENSAYOS

##### 5.4.1. Flujo en régimen permanente

Se estima que el régimen es permanente cuando, durante un período de tiempo suficientemente largo, el nivel freático no cambia de posición y se mantiene invariable el flujo de descarga. Significa esto que, en el curso de los ensayos, el riego o la lluvia han de recargar el depósito de agua subterránea con un caudal casi constante (siquiera durante algunos días) e igual al caudal de descarga. Esta condición no se cumple fácilmente si se riega por métodos superficiales. Puede cumplirse, en cambio, cuando se emplean sistemas de aspersión y durante los períodos de lluvia uniforme.

La elaboración de los datos obtenidos en ensayos de campo, siendo el régimen permanente, se basa en la ecuación siguiente:

$$q = \frac{8Kdh}{S^2} + \frac{4Kh^2}{S^2} \quad (1)$$

en la cual (véase la Fig. 5-1):

q = velocidad de descarga por unidad de superficie (m/día). Con un caudal de descarga de 0,6 litros por segundo (o sea,  $0,6 \times 10^{-3} \times 86\,400 \text{ m}^3/\text{día}$ ) procedente de una parcela de 1,2 hectáreas, en la que se tiene un espaciamiento de 60 metros y una longitud de tuberías de 200 metros, resulta:

$$q = \frac{0,6 \times 10^{-3} \times 86\,400}{1,2 \times 10^4} \frac{\text{m}^3/\text{día}}{\text{m}^2}$$
$$= 0,0043 \text{ m/día} = 4,3 \text{ mm/día}$$

h = carga hidráulica (m) o altura del nivel freático por encima del nivel de las tuberías sobre el punto medio de la distancia que las separa

K = conductividad hidráulica (m/día)

S = espaciamiento entre las tuberías (m)

d = espesor de la llamada capa equivalente, que depende de la distancia  $D_0$  entre la profundidad de las tuberías de drenaje y la base impermeable, del espaciamiento S y del perímetro mojado de la tubería u.

En el Apéndice 7, se incluyen algunas notas aclaratorias de esta ecuación.

Si las tuberías de drenaje están colocadas sobre una capa impermeable, el valor de  $D_0$ , y por lo tanto de d, es cero y la ecuación (1) se reduce a:

$$q = \frac{4Kh^2}{S^2} \quad (2)$$

que entonces se refiere únicamente al flujo por encima de las tuberías. Por otra parte, si  $D_0$  y d son grandes en comparación con h, el segundo sumando del segundo miembro de la ecuación (1) será despreciable y tendremos:

$$q = \frac{8Kdh}{S^2} \quad (3)$$

Así, pues, la ecuación (3) expresa el flujo por debajo del nivel de las tuberías de drenaje.

La ecuación (1) puede escribirse en esta forma:

$$q = Ah + Bh^2 \quad (4)$$

O bien:

$$\frac{q}{h} = A + Bh \quad (5)$$

en que

$$A = \frac{8Kd}{S^2}$$

y

$$B = \frac{4K}{S^2}$$

Hasta ahora hemos supuesto que el suelo es homogéneo e isótropo. Si el perfil del suelo consiste en dos capas de conductividad hidráulica sensiblemente diferente, la ecuación (1) sigue siendo aplicable si el límite de las dos capas se halla al nivel de los drenes. Entonces la ecuación puede escribirse así:

$$q = \frac{8K_2dh}{S^2} + \frac{4K_1h^2}{S^2} \quad (6)$$

donde  $K_1$  y  $K_2$  son las conductividades hidráulicas del suelo por encima y por debajo, respectivamente, del nivel de las tuberías de drenaje.

Si el límite de las dos capas se encuentra por debajo del nivel de las tuberías, no puede aplicarse la ecuación (1). Se emplean entonces otras fórmulas, entre ellas las desarrolladas por Ernst (Van Beers, 1965; ILRI, 1974). Si por encima del nivel de las tuberías hay una capa impermeable, o más bien una capa poco permeable, puede producirse un nivel freático suspendido, que quizás origine un flujo de agua subterránea que, por encima del límite, se dirija a las zanjas en que se hallan los drenes. Sería desalentadora la elaboración de los datos obtenidos en este caso.

#### 5.4.2 Régimen variable

Los movimientos del nivel freático por efecto del riego pueden ser lo bastante rápidos para que resulte preferible el empleo de fórmulas concebidas para el régimen variable, es decir, no permanente. Ofrecen la ventaja adicional de que los cálculos pueden basarse indistintamente en las alturas del nivel freático o en los caudales de descarga de las tuberías. Por consiguiente, si no son de fiar los datos de una de estas dos magnitudes, cabe recurrir a los de la otra. En la práctica, se recomienda encarecidamente que, si es posible, se opere con unos y otros, esto es, con los de las alturas del nivel freático y los del caudal de descarga.

Si el depósito de agua subterránea se recarga por el riego agrícola o por el agua lixiviada, el nivel freático asciende. Empieza a descender cuando se deja de regar y por ello cesa la recarga.

Mientras el nivel freático esté subiendo, la situación es compleja: la relación entre la carga hidráulica y la velocidad de descarga no es la misma que en el caso de un nivel freático descendente (véanse, por ejemplo, las posiciones del nivel freático en la Fig. 5-3).

En un determinado momento  $t_A$  posterior al cese de la recarga (Fig. 5-4), esta relación pasa a ser aproximadamente constante y pueden aplicarse las siguientes expresiones a las sucesivas fases del nivel freático descendente:

$$at = 2,3 \log h_o/h_t \quad (7)$$

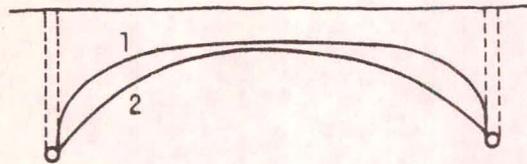


Fig. 5-3 FORMA DEL NIVEL FREATICO DURANTE LA RECARGA (1) Y DURANTE LA MAYOR PARTE DEL DESCENSO (2)

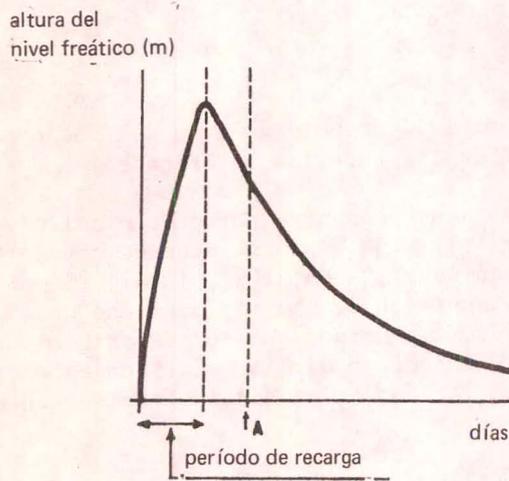


Fig. 5-4 SUBIDA Y DESCENSO DEL NIVEL FREATICO  
Las ecuaciones (5) y (6) son aplicables a la fase de descenso representada a la derecha de  $t_A$

donde

$t =$  duración del período de observación durante el cual el nivel freático desciende desde la posición  $h_o$  hasta  $h_t$  (días)

$h_o, h_t$  = carga hidráulica disponible al comienzo (t=0) y al final (t=t) de cualquier período de observación elegido (metros)

$a = \frac{\pi^2 Kd}{pS^2}$  es un factor de intensidad de drenaje (días<sup>-1</sup>)

$p$  = espacio poroso drenable, llamado también porosidad efectiva, en la zona de los niveles freáticos fluctuantes. Representa el volumen de agua que se evacua de una unidad de volumen de suelo (o que se absorbe) cuando el nivel freático asciende o sube una unidad de distancia. Los siguientes valores de  $p$  pueden servir de orientación: 3,5% (en volumen) para las arcillas pesadas, 6,9% para los suelos de textura media y 10-15% para los suelos arenosos.

$d, K, S$  = lo mismo que en el caso del régimen permanente

Análogamente:

$$at = 2,3 \log q_o/q_t \quad (8)$$

donde

$q_o, q_t$  = velocidades de descarga al principio (t=0) y al final (t=t) del período de observación elegido

Las ecuaciones (7) y (8) son básicas cuando se opera con datos de un régimen variable tomados de campos experimentales. Véanse las notas explicativas insertas en el Apéndice 7.

Hay otras dos ecuaciones de reconocida utilidad, deducidas de las fórmulas (7) y (8), expresando  $q$  en  $h$ :

$$q = \frac{2ap}{\pi} h \quad (9)$$

y

$$q = \frac{2\pi Kd}{S^2} h \quad (10)$$

Es de advertir que:

- el momento del descenso del nivel freático por debajo del cual son aplicables estas ecuaciones (o sea, en que es constante la relación entre la velocidad de descarga y la carga hidráulica) viene dado por

$$t_A = \frac{0,4 \text{ días}}{a}$$

Por ejemplo, si  $a = 0,2 \text{ días}^{-1}$ , lo que no es raro en las zonas de regadío, el período de observaciones aprovechable comienza en  $t_A = \frac{0,4 \text{ días}}{0,2}$  después

de concluido el riego o cesada la lluvia. Como la determinación del valor de  $a$  es uno de los objetivos del ensayo y, por consiguiente,  $a$  no se conoce al principio de éste, deben emprenderse mediciones intensivas inmediatamente después de realizada la aplicación de agua.

- Las ecuaciones del flujo en régimen variable exigen que sea constante el espesor del manto acuífero por el cual fluye el agua en dirección a los tubos de drenaje. Implica esto que, si hay una capa impermeable, debe estar situada a mucha mayor profundidad que la tubería de drenaje, o sea, dicho en términos más precisos, que la transmisividad (producto de la conductividad hidráulica por el espesor) de la parte del manto acuífero que se encuentra por debajo de los drenes sería mucho mayor que la de la parte que está por encima de ellos.

## 6. ENSAYO DE SISTEMAS

### 6.1 PROCEDIMIENTOS DE ENSAYO

Las operaciones siguientes constituyen fases importantes del procedimiento:

#### 6.1.1 Operaciones preparatorias

- a) Establézcase la finalidad concreta del ensayo; por ejemplo:
  - la verificación de hipótesis sobre el sistema de drenaje y la intensidad de éste que es necesaria;
  - la compilación de datos sobre los suelos y substratos y los valores del régimen freático;
  - los factores específicos del diseño.
- b) Elíjase un lugar de experimentación que sea representativo de los suelos que van a drenarse y de sus características hidrológicas (clima, agua superficial y agua subterránea). Al igual que cuando se trata de ensayar tuberías de drenaje, el lugar debe tener altos niveles freáticos. El tamaño de la zona experimental depende de las necesidades de ensayo de tuberías, del espaciamiento que haya de elegirse, de la longitud de las mismas y del número de repeticiones.
- c) Examínense detenidamente las condiciones edafológicas e hidrológicas: textura y estructura del suelo, índice de infiltración, conductividad hidráulica, retención de agua en el terreno por encima del nivel de las tuberías, minerales de arcilla, salinidad del suelo y del agua, etc.
- d) Elíjense las profundidades y espaciamientos de las tuberías que vayan a ser ensayadas, el método y materiales para el drenaje (zanjas al descubierto, drenes tubulares, contornos, colectores al descubierto o cubiertos, etc.) y las técnicas de construcción.
- e) Prepárese el diseño de las parcelas experimentales.
- f) Instálese el sistema de drenaje cuando el tiempo sea seco y el terreno se halle en condiciones representativas de las que normalmente existirán durante la ejecución en gran escala.
- g) Llévense los instrumentos al terreno y dispóngase todo lo necesario para las operaciones.

#### 6.1.2 Procedimientos de ensayo bajo los efectos del riego

- a) Mídanse las alturas del nivel freático antes del riego.
- b) Riéguese con uniformidad una parte de la zona de ensayo lo más extensa posible, echando el agua simultáneamente por lo menos en una parcela experimental que tenga tres tuberías de drenaje o más. El volumen de agua que ha de aplicarse será lo bastante grande para producir la elevación del nivel freático hasta la superficie del terreno sobre cualquier punto medio de la distancia entre las tuberías.
- c) Córtese el riego y mídanse los niveles del agua (en todos los piezómetros y pozos de observación) y los caudales de descarga de las tuberías de drenaje.

- d) Mídase los niveles del agua (en todos los piezómetros y pozos) y los caudales de descarga de las tuberías durante un período de descenso, o sea, el período (normalmente, 1 a 2 semanas) en que el nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre las tuberías baja ininterrumpidamente desde una altura próxima a la superficie del terreno hasta cerca de la profundidad de éstas.
- e) Interrúmpanse las mediciones y háganse las correspondientes operaciones de cálculo con las medidas ya obtenidas.
- f) Repítase el ensayo, después de verificar el funcionamiento de los piezómetros y reajustar el sistema o la frecuencia de las observaciones si las conclusiones del primer ensayo aconsejan este reajuste.

Téngase presente que:

- reviste enorme importancia el que dichas operaciones de cálculo se efectúen inmediatamente después de un solo período de descenso de una a dos semanas de duración;
- si no pueden lograrse niveles freáticos altos con un solo riego o si el descenso del nivel freático fuera interrumpido por la lluvia, quizás sea necesario continuar durante un período más largo las mediciones de la altura del mencionado nivel y de los caudales de descarga, a fin de recoger datos suficientes para las operaciones de cálculo. Tiene especial importancia que se incluyan en la serie de observaciones niveles freáticos tanto altos como bajos y los correspondientes caudales de descarga.
- los efectos de la evaporación sobre la posición del nivel freático deben ser lo más reducidos posible. Por lo tanto, la prueba se realizará preferiblemente en la época del año de menor evaporación. Si esto no fuera factible, tal vez convenga mucho tomar todas las medidas entre la puesta del sol y el amanecer.

### 6.1.3 Procedimientos de ensayo en ausencia de riego

En este caso, la subida del nivel freático depende de la lluvia y son pocas las posibilidades de lograr una rápida elevación hasta la superficie del terreno, seguida de un descenso ininterrumpido. Aunque subsiste la gran conveniencia de medir con la mayor precisión posible niveles freáticos descendentes, interesará otro tanto la obtención de una amplia gama de elevaciones del agua subterránea y de los correspondientes caudales de salida que resulten de una serie de precipitaciones acuosas en una misma temporada. Se recomienda encarecidamente la medición in situ de la lluvia.

## 6.2 DISEÑO DE LAS PARCELAS EXPERIMENTALES

Al diseño de sistemas de drenaje, le es aplicable lo dicho en la Sección 3.2 de la Parte I respecto al número de tuberías de drenaje, al número de parcelas experimentales, al número de repeticiones y a las dimensiones de las parcelas. Así, pues, aunque el diseño básico para el ensayo de tuberías no necesita adaptación para el ensayo de sistemas, son de mencionar aquí algunos aspectos.

### 6.2.1 Elección de la profundidad de las tuberías

Normalmente, la profundidad de las tuberías en las zonas de regadío no será inferior a 1,8 metros como promedio. Una hondura media de 1,8 metros implica que los puntos más alto y más bajo de cualquier tubería se hallarán a 1,6 y 2,0 metros aproximadamente. Suele preferirse una profundidad media de 2,0 metros. Las profundidades de 1,5 metros o menos pueden ser aceptables en el caso de arenas gruesas, presencia de límites impermeables en la capa de 1 a 2 metros, o de capas de suelo que supongan graves problemas en cuanto al tendido de los drenes (piedras, ciertos tipos de suelos arenosos finos) o si una lluvia eficaz y considerable se combina con el agua de un riego bien hecho.

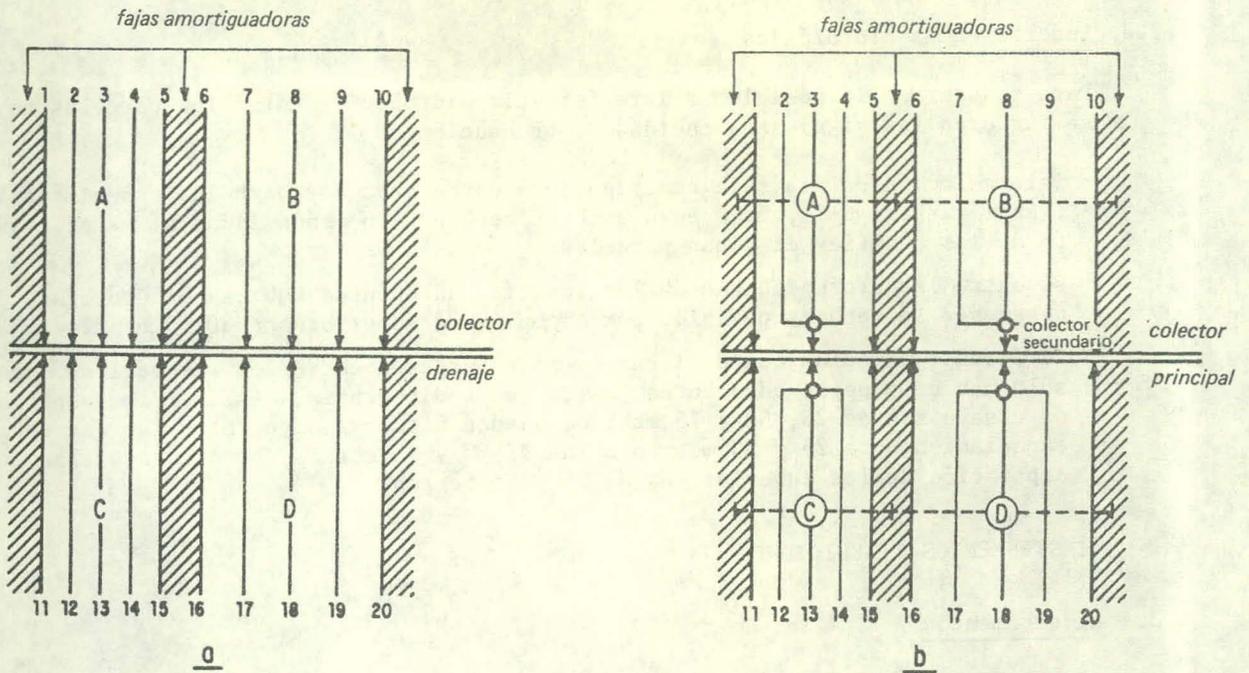


Fig. 6-1 PARTE DE UN DISEÑO EXPERIMENTAL, FORMADO POR LAS PARCELAS A, B, C y D. En el croquis a, las tuberías de drenaje vierten directamente en el colector. En el croquis b, se reúnen en un colector secundario, que desagua en el colector principal.

Por lo común, es suficiente una sola profundidad de ensayo. En los ensayos de corta duración no es probable que se adviertan diferencias entre las profundidades de 1,8 y 2,0 metros. Por el contrario, se recomiendan dos profundidades de prueba si se dispone de maquinaria y las condiciones del suelo permiten ahondar más, así como cuando se vayan a realizar estudios de larga duración sobre las sales y el agua.

### 6.2.2 Elección del espaciamiento entre las tuberías

En el caso de separaciones relativamente pequeñas, deben incluirse entre las distancias ensayadas por lo menos el doble y la mitad del espaciamiento calculado teóricamente. Por ejemplo, si la separación entre las tuberías según lo previsto mediante cálculo -o lo estimado de otra manera- es de 40 metros, se probarán también los espaciamientos de 20 y 80 metros. Por lo general, es suficiente el ensayo de tres espaciamientos. Las parcelas anchas que tienen espaciamientos de 100 metros o más, no es probable que proporcionen en corto plazo información para el diseño. La razón de ello es que su extensión superior a 4 hectáreas (100 metros por 400 metros como mínimo) hace que sea difícil el riego simultáneo de dos parcelas por lo menos, con la eficacia necesaria para conseguir una elevación uniforme del nivel freático. Se desaconseja el riego de una sola parcela porque provoca el desplazamiento del nivel freático hacia las parcelas adyacentes no regadas y origina imprecisiones. De aquí que sea recomendable un espaciamiento de unos 75 metros como límite práctico máximo en el caso de diseños que hayan de ensayarse durante un corto plazo. Una vez que se tengan bastante información y conocimiento de la hidráulica del terreno mediante parcelas de 75 metros, cabe una extrapolación para los espaciamientos mayores que se necesiten. Las parcelas más anchas servirán luego para comprobar las conclusiones y emprender, en fases ulteriores, estudios que abarquen períodos más largos. Sirva de orientación general el que los espaciamientos requeridos serán casi siempre inferiores a 100 metros si la conductividad hidráulica media en la capa de 0 a 5 metros por debajo de la superficie del suelo es de 1 metro por día o menos.

### 6.2.3 Interferencia hidrológica

Para reducir en lo posible la interferencia hidrológica entre las parcelas adyacentes, se sugieren las siguientes medidas de precaución:

- intercalación de una faja amortiguadora entre cada dos parcelas experimentales (véase la Fig. 6-1), faja cuya anchura será por lo menos igual al mayor espaciamiento de las tuberías de ambas parcelas;
- si entre las profundidades de las tuberías adyacentes hubiera diferencias, éstas deben ser lo menores posible, por ejemplo, no superiores a 30-40 centímetros;
- al diseñar parcelas que difieran en la separación entre los respectivos drenes, sólo han de ponerse adyacentes las de menor diferencia. Así, si los espaciamientos de ensayo son de 25, 50 y 75 metros, pueden situarse adyacentes las que tengan un espaciamiento de 25 y 50 metros o las de 50 y 75 metros, pero no aquéllas en que la separación de las tuberías sea de 25 y 75 metros.

## 6.3 INSTRUMENTOS Y MEDICIONES

### 6.3.1 Instrumentos

En el caso que vamos a considerar, lo mismo que en el ensayo de tuberías de drenaje, las observaciones fundamentales se refieren al caudal de descarga y a la elevación del nivel freático. El presente estudio no se ocupa de la calidad de los drenes y del agua de riego, ni de la retención de humedad en el suelo y otros factores.

Se necesitan pozos de observación del nivel freático que lleguen a profundidades iguales a la de las tuberías de drenaje y que estén situados (Fig. 6-2):

- en puntos equidistantes de las tuberías para medir la carga hidráulica existente;
- cerca de una o más tuberías de cada parcela para observar la forma del nivel freático, siendo preferible que los pozos se hallen a distancias de 0,5, 1,5 y 5 metros de los drenes, aproximadamente. Si los espaciamientos exceden de 75 metros, se recomienda un pozo más, a una distancia de 10 a 15 metros de la tubería;
- encima de las tuberías para verificar el funcionamiento de éstas;
- en las partes más alta y más baja de algunas de las parcelas, para observar los efectos en el borde.

Es de subrayar que el número y la disposición de los pozos que se representan en la Fig. 6-2 no son otra cosa que un ejemplo. Se refieren a las condiciones "medias" y los primeros ensayos pondrán de manifiesto si procede un reajuste para la adaptación a las condiciones locales. Pueden ser necesarios más pozos si hubiera una gran diferencia entre las lecturas de pozos correlativos. O bien, cabe reducir la frecuencia de las observaciones de algunos pozos si las lecturas son muy uniformes.

Al comparar los requisitos del ensayo de un sistema completo o red múltiple de drenaje con los de una simple red de algunas tuberías (Parte I, Sección 3.4), se advierte que:

- a) la combinación de pozos con que se observan las tuberías es perfectamente utilizable para probar los sistemas, salvo que los piezómetros colocados en ella a 0,4 metros y 1/8S se insertan en los pozos sitos a 0,5 metros y en uno de los tres pozos restantes si se trata de analizar sistemas;
- b) se requieren, además, otros pozos:
  - posiblemente uno o dos cerca de las tuberías, según el espaciamiento (véase lo que acabamos de decir en el apartado a);
  - varios pozos cerca de las partes más altas o más bajas de algunas parcelas (Fig. 6-2).

Nótese que, al hablar de las mediciones del nivel freático, el término "pozos de observación" incluye también los que tienen un piezómetro. Se recomienda éste en el ensayo de simples tuberías de drenaje, sobre todo para las mediciones en puntos cercanos a ellas.

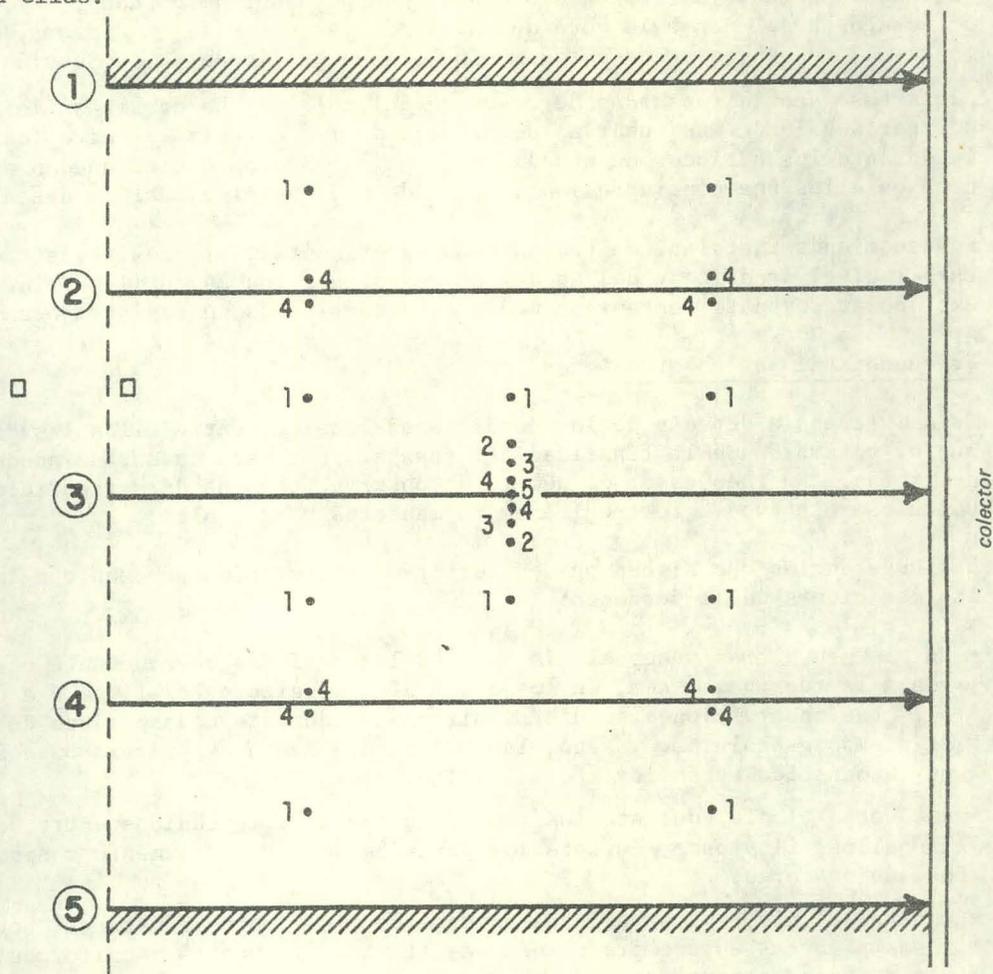


Fig. 6-2 EJEMPLO DE UNA RED DE POZOS DE OBSERVACION EN UNA PARCELA EXPERIMENTAL

A la izquierda, dentro de un círculo: numeración de las tuberías, coincidente con la Fig. 6-1.

- . 1 pozo de observación a media distancia de las tuberías
- . 2 pozo a 5 metros de la tubería
- . 3 pozo a 1,5 metros de la tubería
- . 4 pozo a 0,4-0,5 metros de la tubería
- . 5 pozo encima de la tubería
- pozos cerca de la lindería más alta de la parcela y unos 20 metros más allá

Los pozos de observación son muy usuales en el ensayo de sistemas. Como se ha explicado más detalladamente en la Parte I, Sección 3.4, un piezómetro es un tubo abierto por los dos extremos que mide la presión del agua subterránea en su extremo inferior. Los pozos de observación son barrenos (agujeros hechos con una barrena) en que se introduce un tubo perforado. Los niveles del agua en los piezómetros y pozos que lleguen a la misma profundidad son casi idénticos en los suelos más o menos homogéneos, donde es pequeño el movimiento del agua hacia arriba o hacia abajo, es decir, en las condiciones normales de los terrenos agrícolas. Las alturas del nivel freático se miden de muy diversas maneras, por ejemplo, mediante un flotador y una cinta métrica, o una cinta métrica con una pesa cóncava, o dispositivos eléctricos o aparatos registradores (véase la Parte I, Sección 3-4).

La descarga de agua drenada se mide en las tuberías 2, 3 y 4 de la parcela A, en las tuberías 7, 8 y 9 de la parcela B, etc. (véase la Fig. 6-1a) o en los colectores secundarios representados en la Fig. 6-1b. La medición se hace con: a) un cubo de capacidad conocida y un cronógrafo (reloj con pulsador de parada); b) registradores de desagüe acoplados a la boca de salida de las tuberías; c) presas, etc. Las ventajas e inconvenientes de estos medios se han explicado en la Sección 3.4.

Adviértase que la capacidad de descarga del colector ha de ser suficiente para mantener por debajo de las tuberías de drenaje de las parcelas el nivel del agua que circula durante los períodos de abundante drenaje. Si los drenes quedan sumergidos, se crea en ellos una contrapresión y no puede medirse el caudal de descarga.

Se recomienda instalar, en todo diseño experimental, algunos registradores de la altura del nivel freático y del caudal de descarga. Son muy útiles para interpretar y extrapolar los datos obtenidos mediante dispositivos no registradores.

### 6.3.2 Frecuencia de las observaciones

Esta frecuencia depende de las condiciones locales, entre ellas las del clima y el suelo, y también de la finalidad del ensayo. Por esta causa, no pueden darse reglas estrictas. En todo caso, el número de observaciones ha de ser suficiente para los cálculos relativos a los regímenes permanentes y variables.

Las sugerencias que siguen pueden servir de orientación en cuanto a la frecuencia de las mediciones de la descarga:

- por lo menos tres veces al día durante los períodos de abundante desagüe consecutivos a la recarga, o sea, en los 3 a 5 días siguientes al riego o a una lluvia copiosa. Las observaciones se distribuirán bien durante cada período de 24 horas. Si el tiempo es caluroso y seco, las mediciones hechas a primera hora de la mañana y muy anochecido serán las más significativas;
- dos veces al día, durante las restantes fechas comprendidas entre dos riegos o, en los climas lluviosos, durante los períodos de marcado aumento o disminución del caudal de descarga;
- una vez al día en los períodos de desagüe más o menos constante, sobre todo en las zonas y épocas en que predominen las lluvias frecuentes y uniformes en los intervalos de baja temperatura.

En las zonas de regadío, la frecuencia recomendada para las mediciones de la altura del nivel freático es:

- una medición justamente antes del riego;
- una medición al final del riego;
- tres veces por lo menos cada día durante los períodos de alta posición del nivel freático consecutivos a la recarga, es decir, en los 3 a 5 días siguientes al riego, distribuyendo bien las observaciones dentro de cada 24 horas;
- dos veces al día durante los restantes días comprendidos entre dos riegos sucesivos.

Hay que advertir que, una vez conocido el perfil del nivel freático, las mediciones pueden concentrarse más en los pozos situados en el punto medio de la distancia entre dos tuberías, con lo cual se reduce el trabajo. En las zonas húmedas de secano, la frecuencia de las mediciones de la altura del nivel freático es análoga a la propuesta anteriormente para las observaciones del caudal de descarga.

## 6.4 ELABORACION DE LOS DATOS: EJEMPLOS DE CALCULO

### 6.4.1 En el caso de regímenes permanentes

#### Procedimiento

- Conviértase el caudal de descarga observado en milímetros o metros por día (ejemplo inserto en la Sección 5.4.1), márchense en un gráfico los puntos correspondientes en función del tiempo, y trácese a pulso la curva que más se ajuste a ellos (Fig.6-3A);

- conviértanse las profundidades del nivel freático observadas en valores de carga hidráulica (milímetros o metros)  $1/$ , llévense éstos a un gráfico en función del tiempo y trácese a pulso la curva que mejor se ajuste a los puntos (Fig. 6-3B);
- representéntense en un gráfico las velocidades de descarga en función de las correspondientes cargas hidráulicas, tomadas de ambas curvas, y obténgase la relación velocidad/carga (Fig. 6-3C).

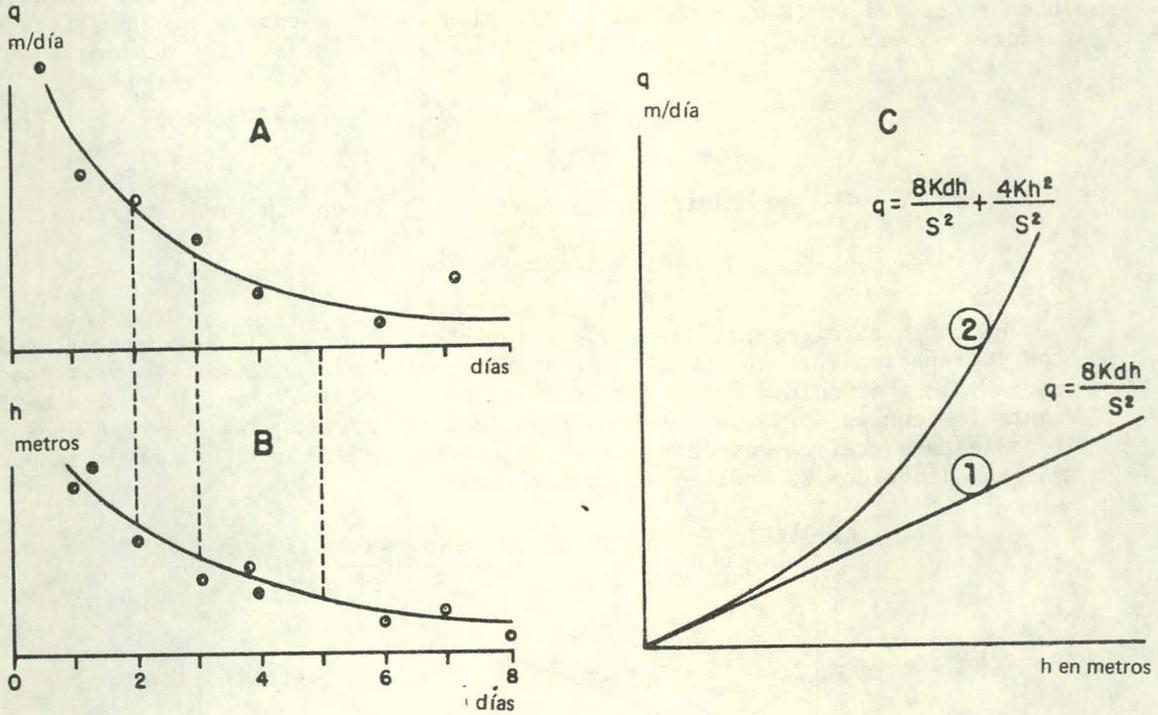


Fig. 6-3 CURVAS DE LA VELOCIDAD DE DESCARGA EN FUNCION DEL TIEMPO (A), DE LA CARGA HIDRAULICA EN FUNCION DEL TIEMPO (B) Y DE LA DESCARGA RESULTANTE EN FUNCION DE LA CARGA (C).

Téngase en cuenta que la Fig. 6-3C puede trazarse sin recurrir a las Figs. 6-3A y 6-3B. Sin embargo, éstas son útiles para apreciar el grado de regularidad y precisión de las mediciones. Además, si  $q$  y  $h$  no se hubieran medido en el mismo día, cabe servirse de las Figs. 6-3A y 6-3B para hacer interpolaciones.

#### Análisis

La ecuación (4)

$$q = Ah + Bh^2$$

indica que la relación  $q/h$  se aproxima a una recta cuando el valor de  $Bh^2$  es pequeño comparado con el de  $Ah$  (Fig. 6-3C, curva 1). Esta recta denota una transmisividad de las capas que, por encima del nivel de los drenes, es insignificante en comparación

1/ Supongamos, pues, que el nivel freático medido en el pozo de observación se halla a 1,4 metros por debajo del borde superior del pozo, que el borde superior del pozo está a 0,8 metros por encima de la superficie del terreno y que los drenes se encuentran a 1,8 metros por debajo de ésta. La carga hidráulica se determina así:  $1,8 - (1,4 - 0,8) = 1,2m$ .

con la de las capas del suelo situadas por encima de este nivel. En consecuencia, la mayor parte del agua drenable pasará a través de las capas que hay debajo de los tubos.

Cuando el flujo por encima del nivel de los tubos no es tan pequeño que pueda despreciarse, la gráfica q/h es curva. Su forma real depende de la contribución relativa de cada uno de los dos sumandos del segundo miembro de la ecuación. Cuanto mayor sea la contribución de las capas situadas encima de los drenes, mayor será la curvatura.

Para facilitar la interpretación de la relación q/h medida, será útil trazar también q/h en función de h (Fig. 6-4). Esta relación es representada por una línea recta que forma un ángulo  $\alpha$  con el eje horizontal, siendo (véase la ecuación 5)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4K}{S^2} \quad (11)$$

Si el valor de  $\frac{4K}{S^2}$  es relativamente pequeño, la línea q/h será horizontal.

Ejemplo

Sea un campo experimental drenado por tuberías de radio  $r = 0,05$  metros, colocadas con un espaciamento de 100 metros, a 2 metros de profundidad. La velocidad de descarga y la profundidad del nivel freático se han medido a menudo en los períodos durante los cuales varía poco la posición de dicho nivel. Las observaciones se han representado gráficamente como se ve en la Fig. 6-3A y 6-3B, y los correspondientes valores deducidos se indican en el Cuadro 6-1.

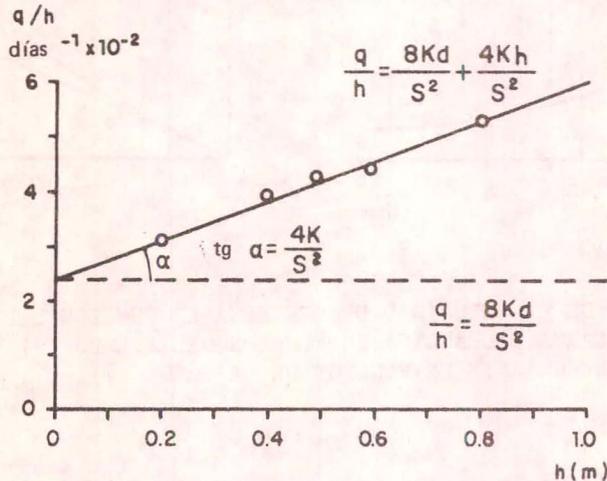


Fig. 6-4 RELACION q/H - h QUE DA RECTAS AL REPRESENTARLA GRAFICAMENTE

Cuadro 6-1 VELOCIDADES DE DESCARGA Y CARGAS HIDRAULICAS CORRESPONDIENTES, BASADAS EN LA Fig. 6-3

| q                           | h   | q/h                                      |
|-----------------------------|-----|------------------------------------------|
| (m/día x 10 <sup>-3</sup> ) | (m) | (días <sup>-1</sup> x 10 <sup>-3</sup> ) |
| 4,23                        | 1,8 | 2,35                                     |
| 3,60                        | 1,6 | 2,25                                     |
| 3,00                        | 1,4 | 2,14                                     |
| 2,52                        | 1,2 | 2,10                                     |
| 2,00                        | 1,0 | 2,00                                     |
| 1,53                        | 0,8 | 1,91                                     |
| 1,10                        | 0,6 | 1,83                                     |
| 0,70                        | 0,4 | 1,75                                     |
| 0,33                        | 0,2 | 1,65                                     |

La Fig. 6-5 es una gráfica de  $q$  en función de  $h$  y de  $q/h$  también en función de  $h$ . La relación  $q/h$  es una línea ligeramente curva, lo que denota que la mayor parte del exceso de agua afluye a los drenes a través de las capas del suelo existentes por debajo del nivel de éstos.

La relación entre  $q/h$  y  $h$  es una recta de  $\text{tg } \alpha = 0,4 \times 10^{-3}$ . Este valor expresa el de  $B$  en la ecuación (4). Empleando la ecuación (4) o la ecuación (11) con  $S=100$  metros, la conductividad hidráulica viene dada por

$$K = \frac{S^2 \text{tg } \alpha}{4} = \frac{100^2 \times 0,4 \times 10^{-3}}{4} = 1 \text{ m/día.}$$

El valor de  $A = \frac{8Kd}{S^2}$  es, según indica el punto de intersección en el eje vertical,  $1,6 \times 10^{-3}$ . Siendo  $1,6 \times 10^{-3}$ . Siendo  $S = 100$  metros y  $K = 1$  metro/día, se tendrá  $d = 2$  metros.

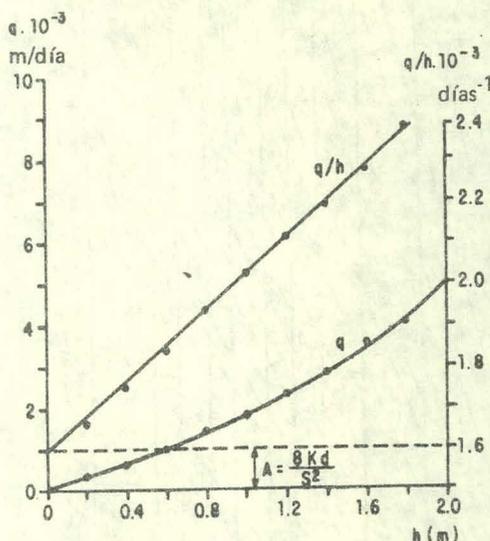
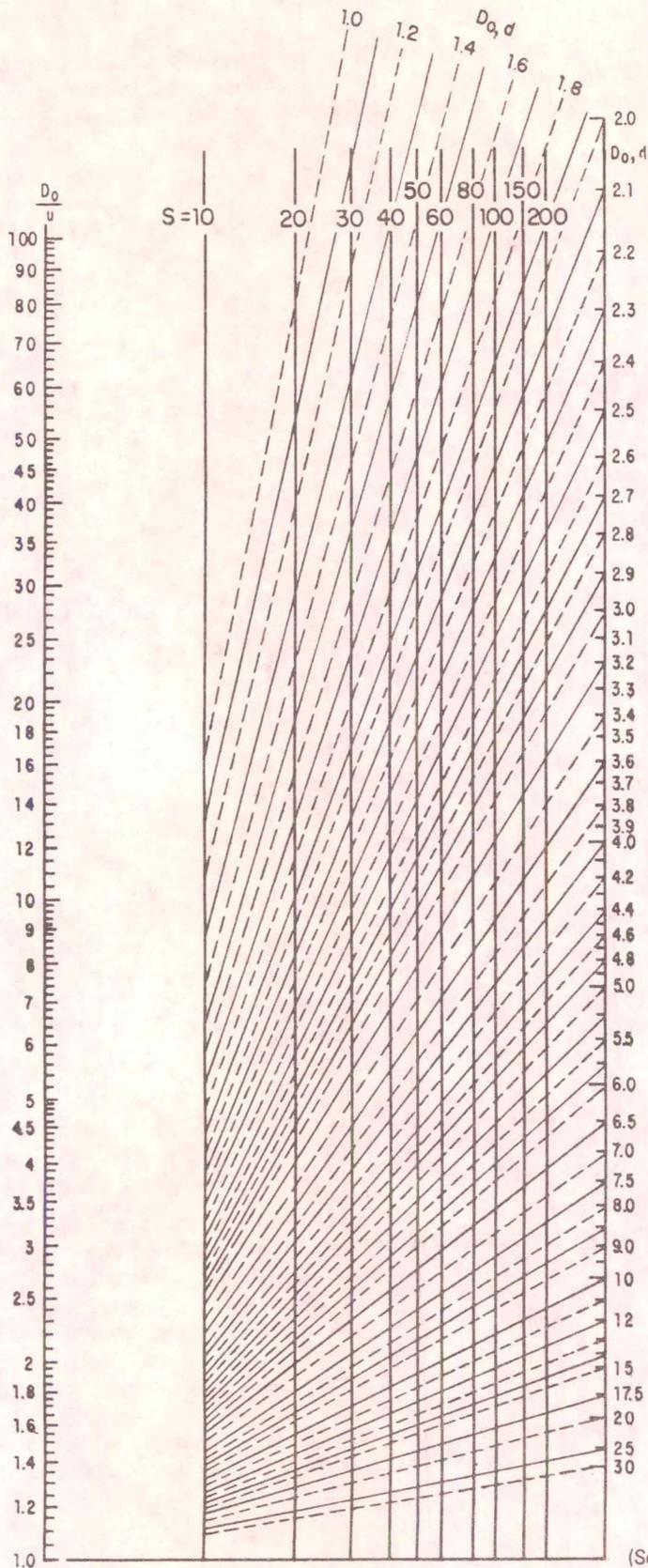


Fig. 6-5 GRÁFICAS DE  $q$  EN FUNCIÓN DE  $h$  Y DE  $q/h$  EN FUNCIÓN DE  $h$ , EMPLEADAS PARA EL CÁLCULO DE  $K$  Y  $Kd$ .

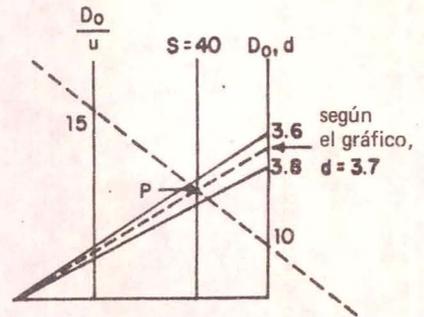
Conocidos el espaciamiento ( $S = 100$  m), el radio de los drenes ( $r = 0,05$  m) y el espesor equivalente ( $d = 2$  m), podemos hallar, mediante el gráfico de la Fig. 6-6, el espesor real  $D_0$  hasta la capa impermeable. Operando en sentido inverso con el gráfico y tomando como perímetro mojado  $u = \pi r = 3,14 \times 0,05 \approx 0,16$  metros, el problema consiste en hallar un valor de  $D_0/u$  en el eje vertical de la izquierda que sea unas seis veces mayor que el valor de  $D_0$  en el eje vertical de la derecha. Tal ocurre con  $D_0 \approx 2,3$  metros.

Adviértase que, en la práctica, suele darse al perímetro mojado un valor tan grande que podría deducirse del radio de la tubería. En particular cuando se utiliza como "filtro" un material muy permeable, el perímetro mojado se determina considerándolo como la suma de la anchura del fondo de la zanja y el doble del diámetro del tubo. En nuestro ejemplo, suponiendo que esta anchura sea de 0,25 metros, el perímetro mojado valdrá 0,45 metros. El valor de  $D_0$  se hallará entonces a unos 2,2 metros por debajo de los drenes.



Nomograma del valor de  $d$  según Hooghoudt, conforme a la ecuación

$$d = \frac{D_0}{\frac{8 D_0}{\pi S} \ln \frac{D_0}{u} + 1}$$



Modo de usarlo:

- 1 Elíjanse los valores apropiados de  $D_0/u$  y  $D_0$
- 2 Unase el valor  $D_0/u$  elegido en la escala de la izquierda con el valor  $D_0$  en la escala de la derecha
- 3 Hállese el punto P en que se intersectan la línea de unión y la escala S elegida.
- 4 Léase el valor de P en la escala de  $D_0, d$  (la que está a la derecha) y tómesese este valor de  $d$  según Hooghoudt.

Ejemplo:

Si  $D_0/u=15$  y  $D_0=10m$ , con  $S=40m$ , será  $d=3.7$

Nota:

Si  $D_0 > \frac{1}{2} S$  tómesese  $D_0 = \frac{1}{2} S$

(Según un gráfico inédito de Van BEERS, ligeramente modificado)

Fig. 6-6 NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL VALOR DE  $d$  SEGUN HOOGHOUTT

#### 6.4.2 En el caso de regímenes variables

El procedimiento de análisis lo ilustrará el ejemplo siguiente. Sea un campo experimental drenado por tuberías espaciadas 30 metros, las cuales tienen un radio  $r = 0,05$  metros y se hallan instaladas a una profundidad de 1,80 metros (Fig. 6-7).



Fig. 6-7 CROQUIS REPRESENTATIVO DEL EJEMPLO DE DRENAJE EN UN CASO DE REGIMEN VARIABLE

La exploración edafológica ha revelado una capa gruesa de arcilla de consistencia plástica, cuyo límite superior se encuentra a 4,8 metros por debajo de la superficie del terreno. De las mediciones de la conductividad hidráulica y de otras observaciones de las fluctuaciones estacionales del nivel freático, se deduce que la transmisividad de esta capa es muy pequeña en comparación con la del suelo de encima de ella y que, por consiguiente, puede considerársela impermeable.

El agua de riego llega hasta una profundidad de 140 milímetros, de los cuales -según los supuestos del proyecto- 40 milímetros son de infiltración por debajo de la zona de las raíces. Se supone que la totalidad de este volumen recarga la capa freática en el mismo día. La profundidad del nivel freático y la velocidad de recarga se miden varias veces al día en la fecha de la recarga y en las fechas siguientes.

El experimento servirá -entre otras cosas- para determinar el factor de intensidad (a) y reunir información básica sobre distintas características físicas del suelo, a saber: conductividad hidráulica (K), transmisividad (KD) y porosidad efectiva (p).

#### 6.4.3 Cálculo del factor de intensidad de drenaje

Para organizar las observaciones sobre el terreno y averiguar la intensidad de drenaje, se procede como sigue:

- los caudales de descarga observados se convierten en milímetros o metros por día, se representan gráficamente en función del tiempo y se traza a pulso la línea que mejor se ajuste a los puntos marcados (Fig. 6-8);
- las alturas del nivel freático observadas se convierten en valores de carga hidráulica (milímetros o metros), se representan éstos gráficamente en función del tiempo y se traza a pulso la línea que mejor se ajuste a los puntos marcados (Fig. 6-8);
- se toman de los gráficos de las Fig. 6-8 los valores correspondientes al final de los días y se confecciona con ellos el Cuadro 6-2.

Cuadro 6-2 RECARGA (R) DESCARGA (q) Y CARGAS HIDRAULICAS CORRESPONDIENTES (h)  
BASADAS EN LA FIG. 6-8

|    |   |      |     |     |     |     |     |     |     |        |
|----|---|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--------|
| t  | = | 1    | 2   | 3   | 4   | 5   | 6   | 7   | 8   | días   |
| R  | = | 40   | -   | -   | -   | -   | -   | -   | -   | mm     |
| qt | = | 14,4 | 5,9 | 4,4 | 3,4 | 2,6 | 2,0 | 1,6 | 1,2 | mm/día |
| ht | = | 495  | 430 | 340 | 265 | 205 | 160 | 125 | 100 | mm     |

- d) los valores de qt y ht inscritos en este cuadro se marcan, en función del tiempo, en papel semilogarítmico, y se obtienen así las gráficas de la Fig. 6-9. Nótese que, según las ecuaciones (7) y (8), aplicables al descenso de la carga hidráulica (véase el Apéndice 7), estas gráficas deben ser rectas y paralelas entre sí;
- e) se calcula el factor de intensidad del drenaje. Un procedimiento práctico para ello lo ofrecen las ecuaciones (7) y (8), que también pueden escribirse en esta forma:

$$a = \frac{2,3 (\log h_0 - \log h_t)}{t}$$

o bien:

$$a = \frac{2,3 (\log q_0 - \log q_t)}{t}$$

Con cualquiera de estas dos fórmulas, resulta:

$$a = 2,2 \operatorname{tg} \alpha \text{ (la tg } \alpha \text{ se toma del gráfico).}$$

Obsérvese que  $h_t$ ,  $q_t$  y  $h_0$ ,  $q_0$  son puntos de la porción recta de las gráficas. Pueden elegirse libremente, teniendo en cuenta que  $h_0$ ,  $q_0$  son de una fecha anterior a la de  $h_t$ ,  $q_t$ . Para hallar la  $\operatorname{tg} \alpha$ , en la práctica conviene elegir un ciclo logarítmico único y completo en el eje h o q, por ejemplo, de 700 a 70

$$(\log 700 - \log 70 = \log \frac{700}{70} = \log 10 = 1).$$

El valor de la tangente se determina luego con la fórmula  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{t_2 - t_1}$

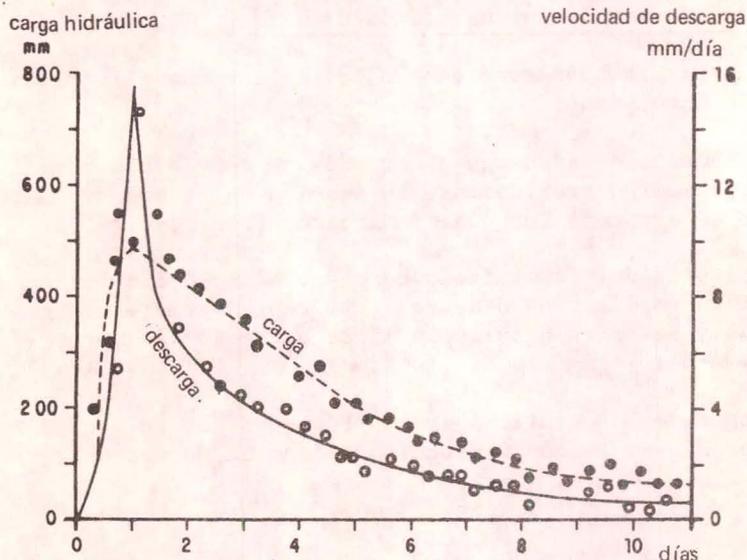


Fig. 6-8 POSICIONES DEL NIVEL FREÁTICO Y CAUDALES DE DESCARGA OBSERVADOS Y CONVERTIDOS EN CARGAS HIDRAULICAS (mm) Y VELOCIDADES DE DESCARGA (mm/día)

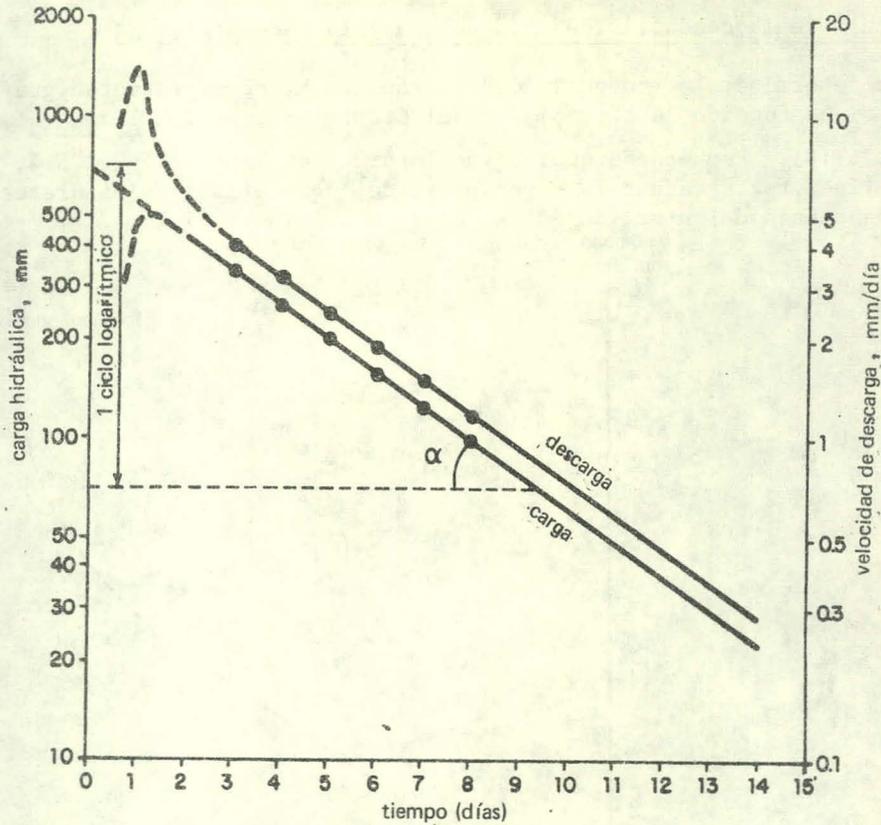


Fig. 6-9 GRAFICAS DE LA DESCARGA Y LA CARGA EN FUNCION DEL TIEMPO  
 Datos tomados del Cuadro 6-2

En la Fig. 6-9 se ve que

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{9,5} = 0,105$$

Luego:

$$a = 2,3 \times 0,105 = 0,242 \text{ días}^{-1}$$

Adviértase que las gráficas de la Fig. 6-9 se convierten en líneas rectas al cumplirse  $t_A \simeq \frac{0,4}{a}$  días después de la recarga. El valor de  $t_A$  no puede calcularse en el momento de trazar las gráficas, ya que todavía no se conoce  $a$ . En el caso de la Fig. 6-9, no significa esto una dificultad, puesto que la posición y dirección de la parte recta son claras a partir de los puntos obtenidos entre el tercer día y el octavo. No obstante, sucede a veces que las observaciones parecen algo dispersas en la región inferior de las gráficas si las velocidades de descarga son bajas y los niveles freáticos se mueven con lentitud. La imprecisión de las observaciones puede ejercer entonces un considerable efecto. La incertidumbre acerca del principio y el final de la parte recta crea la necesidad de hacer observaciones frecuentes y exactas, por ejemplo, durante el período comprendido entre el segundo y el sexto días siguientes a la aplicación de agua. Como  $a = 0,242 \text{ días}^{-1}$ , se deduce que  $t_A = \frac{0,4}{0,242} = 1,7$  días. Así, en la Fig. 6-9, en que  $t_A$  se refiere a un momento ulterior al cese de la recarga, la gráfica será recta a partir de  $t = 2,7$ , o sea,  $t \simeq 3$  días tras el principio del riego, suponiendo que éste consuma una jornada, que no se cuenta.

6.4.4 Cálculo de la conductividad hidráulica y la transmisividad

Para determinar la conductividad hidráulica K, se representan gráficamente los valores  $q_t$  en función de  $h_t$ , tomados del Cuadro 6-2, y se halla  $\frac{q}{h} = 0,0127$  (véase la Fig. 6-10). Recuérdese que, según lo dicho en la Sección 5.4, la relación  $q/h$  da una línea recta cuando la mayor parte del agua afluye a los drenes a través del suelo de debajo del nivel de éstos.

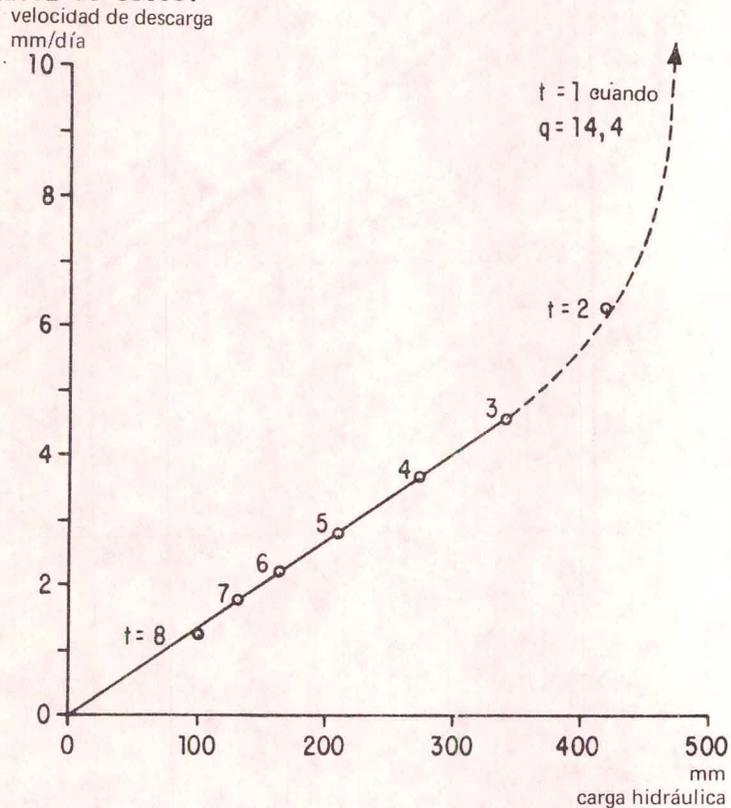


Fig. 6-10 VELOCIDAD DE DESCARGA EN FUNCION DE LA CARGA HIDRAULICA  
Datos tomados del Cuadro 6-2

Las variaciones de la posición del nivel freático ejercen entoces sólo un efecto de poca importancia en el espesor real del manto acuífero (D) y serán aplicables las ecuaciones del flujo establecidas para los regímenes no permanentes. La ecuación (8), después de una sustitución de términos, es

$$Kd = \frac{q}{h} \frac{S^2}{2\pi}$$

De donde, con  $S^2 = 900$ , será  $Kd = 1,8 \text{ m}^2/\text{día}$ . Para deducir del valor de  $Kd$  la conductividad hidráulica K, se busca el valor de  $d$  según Hooghoudt, partiendo del nomograma de la Fig. 6-6. Con  $u = 0,30$  metros,  $S = 30$  metros y  $D_0 = 3$  metros (véase la Fig. 6-7), tendremos  $d = 1,97$  metros y, por lo tanto  $K \approx 0,9$  metros/día.

La transmisividad será  $KD = 0,9 \times 3 = 2,7 \text{ m}^2/\text{día}$ .

6.4.5 Cálculo de la porosidad efectiva

La porosidad efectiva  $p$  puede calcularse por medio de la ecuación (Sección 6.4.2)

$$a = \frac{\pi^2 Kd}{p S^2}$$

si se conocen  $a$ ,  $L$  y  $K_d$ . O mediante la ecuación (7)

$$\frac{q}{h} = \frac{2ap}{\pi}$$

si se conocen  $a$ ,  $q$  y  $h$ .

Sustituyendo en la primera ecuación los términos  $a$  y  $K_d$  por sus respectivos valores, hallados como se ha dicho anteriormente, tendremos  $S = 30$  metros y  $p = 0,08$ . El mismo resultado se obtiene con la segunda ecuación poniendo los valores de  $\frac{q}{h} = 0,0127$  y de  $a = 0,242$ .

La porosidad efectiva puede determinarse también, una vez conocido el volumen ( $W$ ) del agua evacuada del suelo cuando el nivel freático baja desde la posición  $h_0$  hasta la posición  $h_t$  en un intervalo conocido, durante el descenso de la carga, según la expresión  $W \simeq 0,7 p (h_0 - h_t)$ , que nos permite calcular  $W$  a partir de las velocidades de descarga medidas.

Ha de señalarse que la determinación de la porosidad efectiva se hace a veces partiendo de la elevación del nivel freático inducida por la recarga. El Cuadro 6-2 muestra, por ejemplo, una subida de 495 milímetros por efecto de una recarga de 40 milímetros, esto es,  $p = \frac{40}{495} = 0,08$ . Sin embargo, este procedimiento de cálculo debe emplearse con mucha cautela. En primer término, el suelo ha de tener la capacidad de retención de agua anterior a la recarga. En segundo término, para evitar que el aire atrapado y otros factores hagan que el nivel freático reaccione de diferente modo en las distintas partes de la parcela, la velocidad de recarga tiene que ser lenta y no ha de haber agua estancada sobre la superficie. Por lo tanto, en la práctica esta forma de cálculo probablemente queda limitada a las zonas húmedas que reciben lluvias uniformes en épocas de poca evaporación y a las tierras de regadío en que el agua se aplica por aspersión.

## 6.5 EVALUACION

Se ha mostrado anteriormente cómo la elevación del nivel freático y el caudal de descarga proporcionan información específica sobre la intensidad del drenaje ( $a$ ), la conductividad hidráulica de las capas de suelo ( $K$ ), la transmisividad del acuífero ( $KD$ ), la situación de los suelos impermeables y la porosidad efectiva ( $p$ ). Además, los campos de experimentación demostrarán si una (o ninguna) de las intensidades de drenaje ensayadas (espaciamiento y profundidad de los drenes) satisface a los criterios agronómicos. ¿Cómo contribuye esta información al diseño de sistemas de drenaje adecuados?

Recuérdese que todo sistema de drenaje sólo puede estudiarse racionalmente tomando como base las características hidráulicas de la zona. En las exploraciones previas al diseño, los datos se obtienen por medio de mediciones efectuadas en piezómetros, agujeros de barrena, calicatas, etc. No obstante, como se ha dicho con anterioridad, el número de puntos de medición se mantiene reducido por razones de orden práctico y el tamaño de las muestras suele oscilar entre algunas decenas de centímetros cúbicos y la mitad de un metro cúbico. Por consiguiente, subsisten siempre dudas en cuanto a la utilidad de tales mediciones para los diseños. Por otra parte, los valores proporcionados por los campos de experimentación se refieren a muestras que tienen el tamaño de una o más parcelas, es decir, de una hectárea o varias. De aquí que signifiquen una notable ayuda a la hora de interpretar los resultados de las exploraciones y que, en realidad, constituyan una base firme para la elección de los parámetros del diseño.

Además de suministrar datos de buena calidad, los campos de experimentación indican si una combinación de espaciamientos y profundidades de los drenes es correcta o errónea y, cosa más importante aún, ponen de manifiesto los motivos. Sabidos éstos, o sea, conocidas las características hidráulicas de la zona, se dispone de un medio para adaptar el diseño ensayado a fin de que pueda utilizarse en otras partes de la zona, si las condiciones son casi las mismas. Cabe, por ejemplo, que sea algo mayor la conductividad hidráulica del suelo comprendido entre la superficie del terreno y una profundidad de pocos metros, o que sea mayor el espesor del manto freático. A veces es diferente la distribución de los cultivos y, por lo tanto, el método de riego, lo que provoca diferencias en la recarga del depósito de agua subterránea. Por otra parte, será posible predecir el comportamiento del nivel freático en otras temporadas si son diferentes las necesidades de agua de los cultivos y el régimen de las lluvias.

Un ejemplo ilustrará lo que acabamos de decir. En los cálculos desarrollados en la Sección 6.4.2, el nivel freático desciende desde  $h_0 = 43$  centímetros al día siguiente del riego hasta  $h_t = 16$  centímetros el sexto día, esto es, una caída de 27 centímetros en cuatro días. Supongamos que las necesidades agrarias son menos estrictas y que esa caída se produce en seis días. ¿Cuáles serían las consecuencias por lo que se refiere a la intensidad de drenaje o al espaciamiento entre los drenes? Para responder a esta pregunta, pongamos estos valores de  $h_0$  y  $h_t$  en la ecuación (5) y tendremos:

$$at = 2,3 \log 43/16$$

Con  $t = 6$  días, hallaremos para el factor de intensidad de drenaje que

$$a = 0,17$$

que es muy inferior al valor de  $a = 0,242$  hallado en el ejemplo de la Sección 6.4.2.

Partiendo de lo dicho en esta sección y tomando los valores  $K = 0,9$  metros/día y  $p = 0,08$  -que no son afectados por la atenuación del requisito referente al tiempo- en la expresión

$$a = \frac{\pi^2 K d}{p S^2}$$

tenemos, con  $\pi^2 = 10$ ,  $S^2 = 710$  d.

Efectuando sucesivas aproximaciones, con  $D_0 = 3$  metros y  $u = 0,45$  metros, hallaremos  $S \simeq 45$  metros. El espaciamiento experimental de 30 metros y los procedimientos de ensayo correctos nos llevan, pues, a la conclusión de que sería adecuada una distancia de 40 metros entre las tuberías.

Podemos efectuar análogas extrapolaciones si se advierte que otro factor es diferente en una zona vecina. La base de cualquier cálculo es el régimen freático observado y explorado conforme al plan de ensayos.

TIPOS Y CARACTERISTICAS DE LOS TUBOS DE DRENAJE Y  
MATERIALES ENVOLVENTES MAS USUALES

A1.1 INTRODUCCION

El estudio de esta misma serie titulado "Los materiales para avenamientos" (FAO, 1972) contiene gran cantidad de datos sobre todas las formas de aquéllos y debe ser consultado por quienes deseen informarse más a fondo. El presente apéndice no tiene otra finalidad que ofrecer, a los encargados de planificar los experimentos, una información general y concisa que les facilite la elección inicial de los materiales.

Debe subrayarse que, al realizar una primera elección del material, lo que se pretende no es encontrar lo mejor de lo mejor, sino hallar una solución técnica aceptable y económica. Sería fácil la opción si se hiciera caso omiso de los costos, pero hay que fijarse en cuáles son las circunstancias locales, los materiales que pueden adquirirse en la comarca y la cuantía de los consiguientes desembolsos.

Conviene clasificar en tres grupos los materiales para drenaje, a saber:

- a) tubos;
- b) filtros o contornos que se aplican en el propio terreno;
- c) tubos con envoltura prefabricada.

A1.2 TUBOS DE DRENAJE

El tubo de drenaje tiene dos funciones completamente distintas, pero relacionadas entre sí:

- a) recibir el agua procedente del suelo, dejándola entrar con el mínimo de resistencia;
- b) evacuar toda el agua que afluye a él y, en toda su longitud, seguir admitiendo entre tanto más agua.

Se conocen muy bien los factores por que se rigen ambas funciones en las condiciones normales de un laboratorio. El problema estriba en predecir la interacción del tubo de drenaje con el suelo y, en particular, cuál será la conductividad hidráulica efectiva de la importante zona que rodea al tubo. Esta zona es decisiva para el rendimiento de los tubos y, aunque para los fines del diseño se supone generalmente que la tierra escavada al hacer la zanja y utilizada después para rellenarla tiene la misma conductividad hidráulica que el suelo no perturbado, Cavelaars (1967) ha demostrado que no siempre es éste el caso. Con frecuencia, la conductividad hidráulica es superior, al menos en los primeros años del sistema, a causa de la perturbación del suelo. Por otra parte, el trabajo a brazo cuando el suelo está muy mojado (o tal vez cuando está muy seco) puede ocasionar una pérdida de estructura y una disminución de la capacidad hidráulica. Como ya se ha dicho, la predicción del resultado en la zona de la zanja es uno de los principales objetivos de la investigación.

Cavelaars (1967), Childs y Youngs (1958), Wesseling y Van Someren (1970) y otros autores han analizado las cualidades de varios tubos de drenaje. Trafford (1972 y 1974) ha tratado de revisar todos los datos disponibles acerca de las características de entrada y de conducción de agua de los tipos corrientes de drenes. Por lo que hace a la resistencia de entrada, los tubos de material plástico tienden a ser mejores que los de arcilla, en tanto que, desde el

punto de vista del transporte de agua, que principalmente es una función del diámetro y la aspereza interiores, la arcilla es a veces más ventajosa por su menor coste. Quien necesite una información detallada debe examinar dichas publicaciones de los mencionados autores, a que se hace referencia en el capítulo titulado "Bibliografía" del presente estudio. Vamos a enumerar ahora las propiedades más generales de varios tubos de drenaje y en la Sección A1.5 daremos algunas orientaciones para el diseño.

#### A1.2.1 Clases de tubos de drenaje

Los tubos de drenaje se subdividen convenientemente en las clases siguientes:

- a) tubos de arcilla y otros análogos rígidos;
- b) tubos de material plástico y otros semirrígidos o flexibles, continuos o semicontinuos.

##### a) Tubos de arcilla y análogos

Esta clasificación incluye los tubos de hormigón y cualesquiera otros que sean rígidos y se fabriquen de longitudes relativamente cortas (usualmente de 300 a 350 milímetros). Los diámetros varían desde 50 hasta 150 milímetros e incluso hasta 450 milímetros los de gran capacidad. La peculiaridad esencial de estos drenes es que la entrada de agua se efectúa por los inevitables intersticios de sus juntas a tope (en algunos casos las juntas son de enchufe y cordón, pero el agua entra del mismo modo porque no están tomadas con mortero). Así, el rendimiento de los tubos de arcilla varía considerablemente según la lisura de sus extremos y el esmero de la mano de obra encargada del tendido.

Entre las ventajas de los tubos de arcilla y análogos, figuran éstas:

- el aprovechamiento de materiales disponibles en la localidad;
- la baratura del material;
- son conocidos y aceptados por los agricultores;
- duran mucho;
- suelen ser de un diámetro mayor que el teóricamente necesario y dejan por ello algún margen de tolerancia para posibles errores.

Algunas desventajas de estos tubos:

- pesan mucho;
- son difíciles de manipular por medios mecánicos;
- el tendido requiere mano de obra especializada;
- pueden desplazarse de su sitio porque no son tuberías de material continuo.

##### b) Tubos de plástico

Los dos materiales plásticos de uso corriente son el polietileno (PE) y el cloruro de polivinilo (CPV). Una característica general de los materiales plásticos es que tienen tendencia a la deformación progresiva, o sea, a deformarse bajo la carga y continuar deformándose a un ritmo decreciente durante largo tiempo. Por lo tanto, requiere una atención especial el lecho o asiento. El tubo ha de quedar encerrado en un contorno de material poco susceptible de compresión, como la arena o la grava, o colocarse en una especie de ranura, como se ve en la Fig. 1-1 (croquis de la derecha). Esa deformación progresiva se ha tenido en cuenta al diseñar los tubos de drenaje y está prevista en las diversas especificaciones que figuran al final de la presente sección. El polietileno y el cloruro de polivinilo

difieren mucho por sus propiedades, como se indica más adelante, pero pueden modificarse mediante la inclusión de aditivos en la mezcla de polímeros, por ejemplo de modificadores de impacto en el caso del cloruro de polivinilo.

Ventajas del polietileno:

- virtualmente resistente al impacto;
- puede protegerse por un gasto módico contra la luz ultravioleta, mediante la adición de negro de carbón;

Ventajas del cloruro de polivinilo:

- mayor resistencia que otros tubos de iguales diseño y peso;
- soporta una temperatura más alta sin reblandecerse.

Desventajas del polietileno:

- se necesita más material para obtener la misma resistencia;
- se reblandece a temperaturas comprendidas entre 50 y 100° C.

Desventajas del cloruro de polivinilo:

- bastante frágil a baja temperatura, por ejemplo, a 0° C, y propenso a estropearse por efecto de los golpes;
- requiere mayores cuidados para evitar su degradación por la acción de la luz ultravioleta.

Diseños de los tubos de plástico

Tienden a fabricarse en dos modelos básicos:

- i) tubos semirrígidos de superficie interior lisa, en longitudes de unos 5 metros, con juntas de enchufe y cordón;
- ii) tubos corrugados, en rollos de unos 200 metros, con diversas juntas patentadas.

Como unos y otros difieren también algo por sus características, conviene considerarlos por separado.

i) Tubos de plástico con superficie interior lisa

En el caso de estos tubos, el costo de la materia prima básica es un factor importante y por razones económicas la resistencia del tubo al aplastamiento no ofrece el mismo margen de seguridad que el tubo de arcilla (además de ser muy distinto el modo de estropearse). El agua entra por ranuras cortadas o troqueladas y, como éstas debilitan la resistencia del tubo al aplastamiento, la capacidad de entrada de agua es en cierto modo una fórmula de transacción. El rendimiento en términos de entrada de agua tiende a ser igual o mejor que el de los tubos de barro. Los tubos que satisfacen alguna de las especificaciones conocidas (véase A1.6) tienen suficiente resistencia al aplastamiento.

Entre las ventajas de los tubos de plástico, se cuentan las siguientes:

- posibilidad de mecanizar la manipulación;
- calidad uniforme;

- la característica de flujo es ligeramente mejor que la de los tubos de arcilla del mismo diámetro interior.

Algunas desventajas de los tubos de plástico lisos:

- puede no haberlos en el mercado local;
- demasiado voluminosos en comparación con su precio, lo cual encarece excesivamente la importación.

#### ii) Tubos corrugados de plástico

Gracias a las corrugaciones, son relativamente fuertes y también muy flexibles. Se venden en rollos de un metro de radio o menos, y se prestan muy bien al tendido por procedimientos automáticos. El tubo corrugado significó un adelanto con respecto al tubo de plástico liso y tiende a relegar a éste en todos los mercados. El agua entra por un gran número de orificios bien distribuidos y, por lo que a esto atañe, el dren puede considerarse casi ideal.

Algunas ventajas de los tubos corrugados de plástico:

- se prestan fácilmente a los sistemas de tendido muy mecanizados;
- son muy resistentes contra el aplastamiento;
- su capacidad de entrada de agua es próxima a la ideal;
- no se necesitan contornos para mejorar el rendimiento de la entrada de agua, a no ser que se haya destruido la estructura del relleno de tierra natural.

Cuatro desventajas de los tubos corrugados:

- su escabrosidad hidráulica sólo deja circular aproximadamente el 70 por ciento de la corriente que conduce un tubo de arcilla o un tubo liso de plástico del mismo diámetro en condiciones semejantes;
- se deterioran fácilmente cuando reciben golpes (véanse las especificaciones en A1.6);
- puede no haberlos en el comercio local;
- su importación puede ser antieconómica por la relación volumen/costo.

#### A1.3 FILTROS O CONTORNOS APLICADOS EN EL PROPIO TERRENO

Los materiales colocados encima o alrededor de los tubos en el propio terreno suelen ser granulares o de un tipo basado en tela o esterilla. Estos últimos sólo se utilizaron en una etapa de transición de la técnica y actualmente se suministran casi siempre con envoltura ya puesta. Constituye una excepción el tejido de fibra de vidrio, que ahora rara vez se emplea por ser desafortunada la experiencia que se tiene de este material en varios países. No se recomienda su empleo.

Los requisitos para los materiales granulares de filtros o contornos se detallan en el Apéndice 3. Los filtros granulares son pesados y costosos de transportar y manipular. Por consiguiente, interesa elegir un material local aceptable, en vez de otro algo mejor que haya de traerse de un lugar distante. Asimismo, los materiales que son aceptables tal como se extraen del pozo o desmonte, deben preferirse a los que exigen lavado o cribado.

#### A1.4 TUBOS CON ENVOLTURA PREFABRICADA

Ciertos materiales pueden obtenerse de fábrica ya puestos como envoltura de tubos corrugados de plástico. Entre ellos, se cuentan los residuos textiles, la turba, la fibra de coco, los

gránulos de poliestireno, los plásticos esponjosos y la paja de cereales. Unos son orgánicos y se pudren al correr de los años, si bien se afirma que dejan tras ellos una zona de conductividad hidráulica mejorada, estabilizada por la materia orgánica. Se tienen algunas pruebas de esta pudrición aerobia, así como dudas acerca de lo que puede ocurrir en condiciones anaerobias. Actualmente, estas envolturas - en particular las de paja - no son recomendables si los tubos van a permanecer sumergidos durante largos períodos del año, sobre todo a altas temperaturas. En estas circunstancias, se forman barros relativamente impermeables.

Probablemente y sin perjuicio de lo dicho anteriormente todos los materiales que ofrece el comercio dan un rendimiento bastante bueno cuando se emplean como contorno de los tubos de drenaje, ya que casi siempre son mucho más permeables que el suelo y tienen suficiente espesor para permitir el flujo lateral. No obstante, los tubos que se venden con envoltura suelen ser excelentes, casi ideales, y el material que los envuelve no sirve, a lo sumo, sino para poco más que mejorar el factor de seguridad.

En los casos en que se necesita un filtro para evitar la entrada de arena fina, muchos de los tubos con envoltura prefabricada han dado resultados satisfactorios en el campo y en las pruebas de laboratorio, pero son impracticables los ensayos concluyentes y amplios. Las pruebas sobre el terreno han de efectuarse durante 10 años o más, y hasta ahora ninguna ha abarcado tan largo período. En el laboratorio, no se puede acelerar el tiempo y sólo pueden hacerse ensayos de corta duración en condiciones bastante extremadas. Los tubos con envoltura prefabricada han de considerarse todavía como muy prometedores, pero pendientes de experimentación.

Algunas ventajas de los filtros prefabricados:

- son susceptibles de una fácil mecanización;
- no requieren ninguna manipulación adicional;
- la protección del tubo es completa en los 360° de su periferia;
- no hace falta mano de obra especializada para instalarlos.

Dos ventajas de los filtros granulares:

- se aprovechan los materiales disponibles en la comarca;
- el filtro puede adaptarse al suelo.

#### A1.5 PREDICCIÓN TEORICA DEL RENDIMIENTO DE LOS TUBOS

Se acostumbra establecer el diseño bajo el supuesto de que el relleno de tierra que rodea inmediatamente al tubo o a la combinación de tubo y envoltura tiene la misma conductividad hidráulica que el suelo no perturbado. En la Sección 2.3, se señaló también que la mayoría de los ensayos probablemente han de realizarse en suelos uniformes profundos con índices de conductividad hidráulica superiores a 1 metro/día o, por lo menos, con valores  $q/K$  iguales o inferiores a 0,01.

Con las dos salvedades precedentes, cabe predecir el rendimiento probable de varios tubos de drenaje con envolturas o sin ellas. La predicción puede basarse en los gráficos que se presentan en las Figs. A1-1 y A1-2.

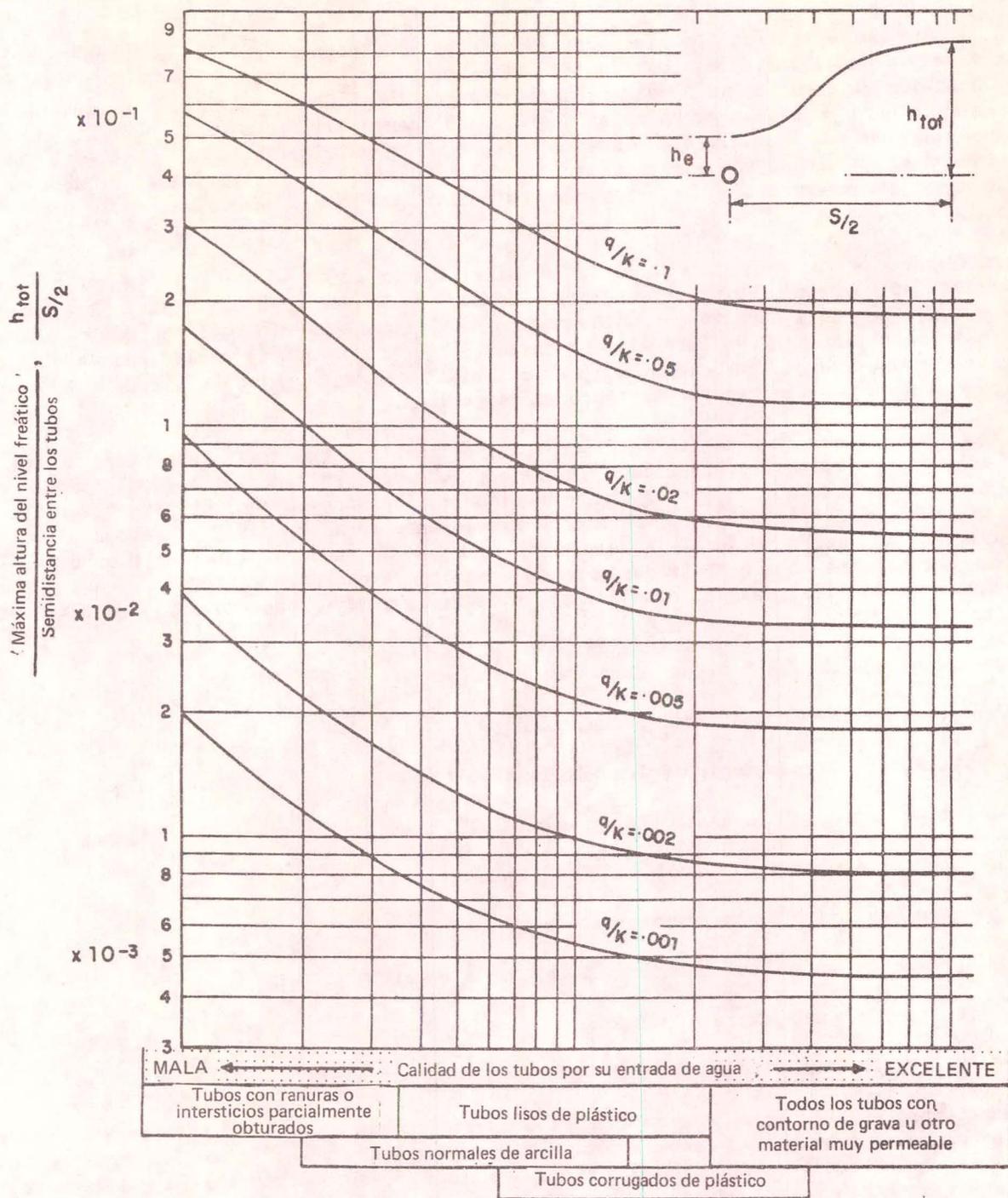


Fig. A1-1 GRAFICO QUE RELACIONA  $\frac{h_{tot}}{S/2}$  CON  $\frac{q}{K}$  EN FUNCION DE LA CALIDAD DE LOS TUBOS DE DRENAJE EN CUANTO A LA ENTRADA DE AGUA.

Este gráfico sirve para estimar el efecto de la utilización de las distintas clases de tubos (basado en Van Deemter, 1950).

- q = velocidad de descarga prevista en el diseño
- K = conductividad hidráulica del suelo

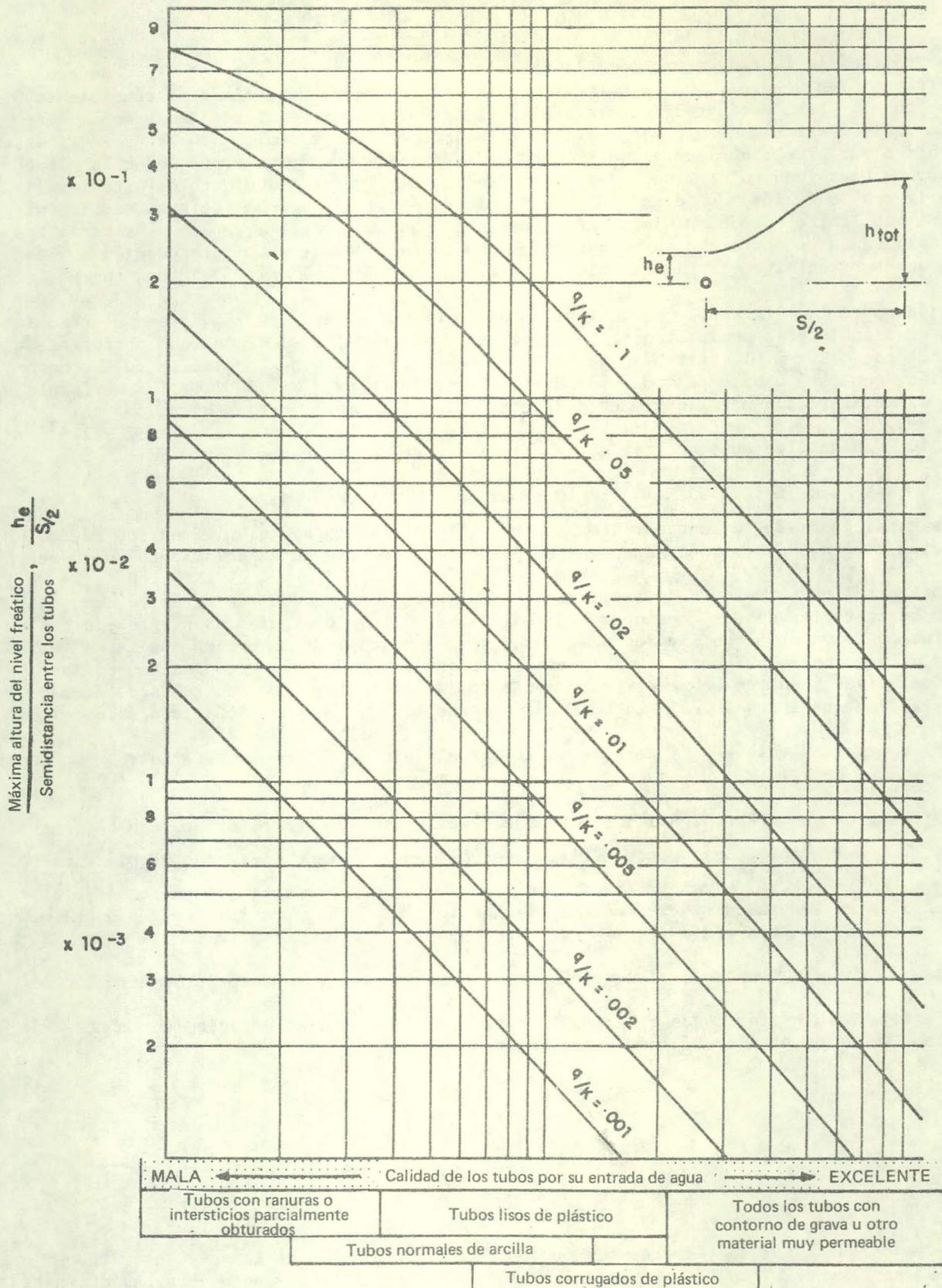


Fig. A1-2 GRAFICO QUE RELACIONA  $\frac{h_e}{S/2}$  CON  $\frac{q}{K}$  EN FUNCION DE LA CALIDAD DE LOS TUBOS DE DRENAJE EN CUANTO A LA ENTRADA DE AGUA.

Este gráfico sirve para estimar el efecto de la utilización de las distintas clases de tubos (basado en Van Deemter, 1950).

$q$  = velocidad de descarga prevista en el diseño

$K$  = conductividad hidráulica del suelo

Estos gráficos se fundan en una fórmula matemáticamente correcta para el flujo de agua subterránea (Van Deemter, 1950), pero simplificada por lo que se refiere al rendimiento de los tubos. Para estimar la altura del nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre los tubos de drenaje, se toma el valor  $q/K$ , por ejemplo, 0,01. Se entra en el gráfico por el eje horizontal, partiendo de la casilla que corresponda según la clase de tubo de drenaje que interese. Más concretamente: se parte del centro de esta casilla si se ignora la calidad del dren y de la izquierda o de la derecha de esta casilla si se sabe que, entre los de su misma clase, es malo o bueno, respectivamente. Se traza una vertical hasta encontrar la curva  $q/K$  correspondiente, y desde esta intersección se describe una horizontal hasta llegar al eje vertical, esto es, al valor de  $\frac{h_{tot}}{S/2}$ , que es la

relación entre la altura del nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre los tubos de drenaje y la semidistancia entre ellos. Así, en el caso de un tubo corrugado de plástico con  $q/K = 0,01$ , se traza una vertical desde el centro de la casilla de esa denominación, que está debajo de todas las demás, hasta la curva  $q/K = 0,01$ , y la horizontal desde la intersección nos lleva a encontrar a la izquierda del gráfico el valor  $\frac{h_{tot}}{S/2} =$

$3,5 \times 10^{-2}$ . Significa esto que, si el espaciamiento de los tubos es  $S = 20$  mm:

$$h_{tot} = 3,5 \times 10^{-2} \times 10 = 0,35 \text{ m}$$

Si las condiciones del diseño permiten aceptar que la altura del nivel freático es de 70 centímetros sobre los tubos de drenaje, puede establecerse un espaciamiento de 40 metros.

Aunque las calidades de drenaje registradas totalmente a la derecha del gráfico, son las únicas susceptibles de ser consideradas ideales (se incluye cualquier dren práctico con un contorno de grava de 5 centímetros de espesor por lo menos), se advertirá que las diversas curvas  $q/K$  son casi horizontales en la mitad derecha del gráfico. Esto indica que las alturas del nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre los tubos de drenaje son relativamente insensibles a la calidad de éstos, salvo que sean demasiado malos.

El empleo de otros valores  $q/K$  permite verificar el efecto de otros criterios en cuanto al diseño.

En los casos en que  $q/K$  es igual a 0,01, cabe señalar también que el mejor resultado es  $\frac{h_{tot}}{S/2} = 3,2 \times 10^{-2}$ ; lo cual quiere decir que envolviendo el tubo corrugado de plástico se hace que, en teoría, el nivel freático descienda 2 centímetros sobre el punto medio de la distancia entre los tubos. Volviendo en caso de los resultados probablemente peores, vemos que si tenemos que, con  $q/K = \frac{0,01}{S/2}$  es igual a  $9 \times 10^{-2}$ , lo cual implica que, con  $S = 20$  metros, será  $h_{tot} = 0,9$  metros, el espaciamiento correspondiente será de 15,5 metros.

Si se estima buen criterio que  $q/K = 0,01$  y  $h_{tot} = 0,7$  metros, el espaciamiento necesario para unos tubos de arcilla típicos puede determinarse como sigue:

$$\frac{h_{tot}}{S/2} = 5 \times 10^{-2}$$

$$S = \frac{2 \times 0,7}{5 \times 10^{-2}}$$

$$S = 28 \text{ m}$$

Se pueden calcular así los efectos económicos de la utilización de los distintos tubos, con material envolvente o sin él. En la práctica, si las condiciones son buenas, se obtendrán casi siempre resultados mejores, pero es improbable que superen al resultado óptimo indicado por la porción horizontal de la curva aproximada  $q/K$ .

Del mismo modo, la Fig. A1-2 puede servir para calcular la pérdida de carga en la entrada en el caso concreto de cualquier instalación. Nótese que la calidad del tubo de drenaje desde el punto de vista de la resistencia de entrada ejerce mayor efecto cerca de él que en el punto medio del espaciamiento.

#### A1.6 ESPECIFICACIONES VIGENTES PARA LOS MATERIALES DE DRENAJE

Se enumeran a continuación algunas de las especificaciones que rigen para estos materiales:

##### Tubos de arcilla

|                |                                                                                             |
|----------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| Estados Unidos | ASTM D C 4-62<br>ASTM D C 13-65T<br>ASTM D C 200-65T<br>ASTM D C 211-61T<br>ASTM D C 301-65 |
| Alemania       | DIN 1180                                                                                    |
| Reino Unido    | BS 1196                                                                                     |
| Países Bajos   | NEN 440                                                                                     |
| Bélgica        | NBN 118                                                                                     |

##### Tubos de hormigón

|                |                                                     |
|----------------|-----------------------------------------------------|
| Estados Unidos | ASTM C 76<br>ASTM C 444<br>ASTM C 150<br>ASTM C 412 |
| Reino Unido    | BS 1194                                             |

##### Otros tubos semejantes a los de hormigón o arcilla

|                |                                                                                         |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| Estados Unidos | Cemento amiantado ASTM C 508<br>ASTM C 500<br>Fibra bituminada SS-P-358a<br>ASTM D 2417 |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|

##### Tubos de plástico

|                |                                                                                                          |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Estados Unidos | ASTM D 2412-68<br>ASTM D 2444-65T<br>ASTM D 2444-67<br>CS-228<br>SS-P-358a (sólo para las perforaciones) |
| Reino Unido    | BS 4962                                                                                                  |
| Alemania       | DIN 1187                                                                                                 |
| Países Bajos   | NEN 7010                                                                                                 |
| Bélgica        | NBN 699 a NBN 712                                                                                        |
| Canadá         | 41-GP-29                                                                                                 |
| Francia        | CEMP 25-62<br>"Cahier des prescription communes" C ER AFER                                               |
| Dinamarca      | INSTA - S 103u4                                                                                          |
| Italia         | UNI 3274                                                                                                 |
| Noruega        | SPF Verksnorm 800                                                                                        |
| Irlanda        | "An Roinn Tainhaiochta Agus Iasgaigh"                                                                    |

Filtros granulares (véase también el Apéndice 3)

No se han publicado especificaciones nacionales, pero los siguientes organismos dan criterios acerca del diseño de los filtros:

Estados Unidos

“Waterways Experimental Stations, Vicksburg”  
“US Bureau of Reclamation”  
“Soil Conservation Service”

Reino Unido

Ministerio de Agricultura, “Technical  
Bulletin” 72/7 y 74/11

Contornos granulares (véase también el Apéndice 3)

No existen especificaciones, pero puede obtenerse alguna información de las mismas fuentes mencionadas para el caso de los filtros granulares.

Materiales para tubos con envoltura prefabricada

No se conoce ninguna especificación nacional, pero es de suponer que la tengan en forma de proyecto los organismos oficiales que se ocupan del drenaje en Alemania, los Países Bajos, Bélgica y Francia.

ENVOLTURAS DE TUBOS DE DRENAJE

A2.1 INTRODUCCION

En la Sección 1.3, se dieron las siguientes definiciones terminológicas:

- Envoltura - Nombre genérico para designar cualquier material artificial traído de otro lugar y colocado encima o alrededor del tubo de drenaje, sin que se especifique el motivo de usarlo.
- Filtro - Envoltura empleada con la finalidad concreta de evitar que penetren en el tubo de drenaje las partículas finas de tierra.
- Contorno - Envoltura utilizada con la finalidad concreta de establecer una zona de gran conductividad hidráulica alrededor del tubo de drenaje, reducir al mínimo las pérdidas en la entrada y crear así un dren ideal.

La cuestión primordial es: ¿necesitamos emplear una envoltura? Para darle respuesta, hemos de preguntarnos: ¿planteará dificultades la penetración de arena fina en los tubos de drenaje? Y también: ¿será económicamente ventajoso un contorno porque permita un mayor espaciamiento de los tubos o será necesario para evitar que se rompan? Conviene estudiar estas cuestiones por separado, aunque en la práctica hay casos en que concurren ambas razones.

A2.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA NECESIDAD DE UN FILTRO

Factores edafológicos

La primera y más patente cuestión es determinar si las propiedades del suelo exigen o no la instalación de un filtro para impedir que las partículas más finas entren en el tubo. Hasta ahora no existe ningún criterio aceptado mundialmente para definir el suelo que necesita filtro. Sin embargo, hay ciertas circunstancias que merecen ser tenidas en cuenta antes de adoptar una decisión.

Los estudios relativos a la erosión han demostrado que las partículas de tierra son arrastradas por el agua cuando ésta circula a cierta velocidad, esto es, a partir de la velocidad crítica en que las partículas de ese tamaño empiezan a dejarse llevar por la corriente. Las gravas requieren un flujo acuático rapidísimo, pero la velocidad necesaria disminuye a medida que es menor el tamaño de las partículas de suelo. Lo mismo ocurre hasta en el caso de los granos finos de arena. No obstante, cuando se trata de suelos que contienen una importante cantidad de arcilla, entran en juego la naturaleza activa de la superficie de los granos y las fuerzas cohesivas así engendradas, y la velocidad del agua que se precisa para arrastrar las partículas deja de depender del tamaño de éstas. De aquí que cuanto mayor es el porcentaje de arcilla, más resistente es el suelo a dejarse arrebatar partículas. La Fig. A2-1 indica que las partículas que más fácilmente se dejan arrastrar son las de limo grueso y arena fina (diámetro entre 20 y 150 micras).

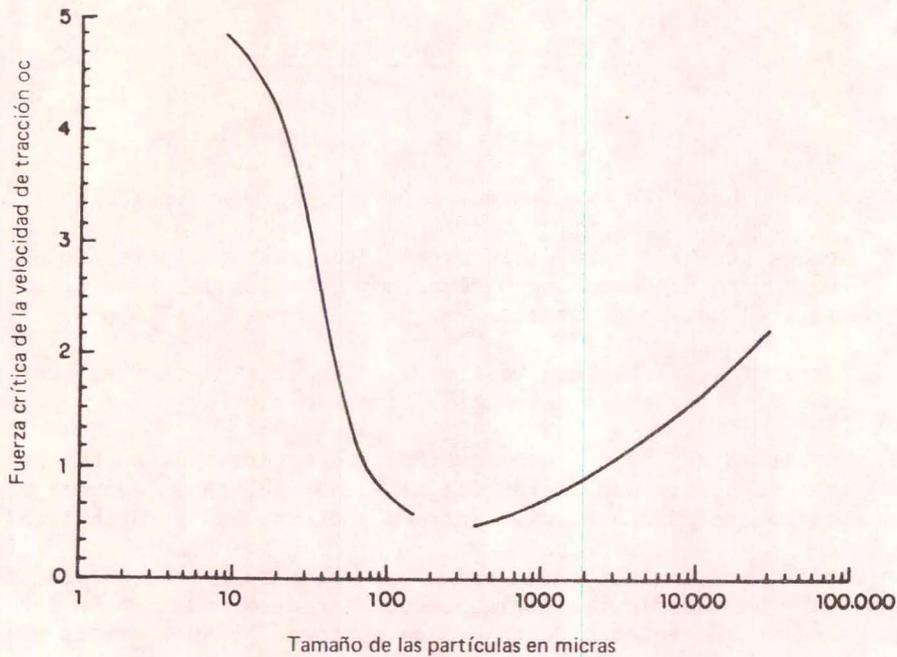


Fig. A2-1. FUERZA DE TRACCION NECESARIA PARA QUE SE DESPRENDAN DEL SUELO LAS PARTICULAS DE DIVERSOS TAMAÑOS Según Nelson (1960).

Influye también la densidad de compactación. La tierra con que se rellena la zanja no será, ni mucho menos, tan compacta como la del suelo antiguo y, por lo tanto, los componentes más finos del relleno pueden ser arrastrados fácilmente mientras no haya transcurrido el tiempo necesario para que los procesos naturales de consolidación hayan hecho que esa zona vuelva a estar compacta. El examen de gran número de tubos de drenaje que tenían un depósito de arena ha revelado que es grande la cantidad de ésta que entra durante la instalación o poco después, pero que luego es insignificante la cantidad de limo que penetra cada vez que se produce una gran tormenta, como se infiere del hecho de que la parte inferior del depósito existente en los tubos sea una masa homogénea y carente de estructura, mientras que encima de este material es muy fina la estratificación.

Hasta ahora no se han definido con claridad cuáles son los suelos que constituyen un verdadero problema, pero se tiene una experiencia general de que los que tienen una gran diversidad granulométrica, que incluye desde la arcilla hasta la arena gruesa, no obstruyen los drenes al extremo de crear una grave dificultad. Probablemente, se pierden algunas de las partículas más finas de las inmediaciones del tubo, mas queda material grueso suficiente para formar lo que, en la práctica, puede calificarse de filtro natural bien constituido. El gran problema se presenta en aquellos suelos donde la mayoría de las partículas tienen un tamaño comprendido entre 50 y 100 micras, poco más o menos. Un ejemplo clásico nos lo ofrece el suelo de Wainfleet Marsh (Inglaterra), donde el 98 por ciento de las partículas pertenecen a esa gama granulométrica. La Fig. A2-2 muestra la curva granulométrica de este suelo, junto a la de un terreno típicamente no dañado. También se incluye la gráfica de un suelo típicamente dañado para los drenes, según datos de Alemania oriental.

En las normas para el drenaje de Alemania oriental se formulan algunos criterios con respecto a los suelos muy dañados, las cuales se transcriben en el Cuadro A2-1. Como puede verse, las alteraciones relativamente pequeñas de la composición del suelo son capaces de hacer que un terreno causante de aterramiento de los drenes se convierta en bastante estable.

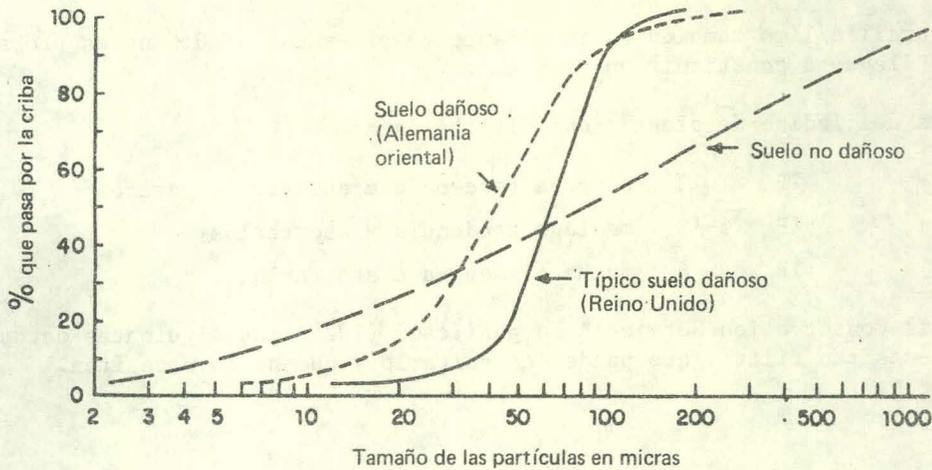


Fig. A2-2. CURVAS GRANULOMETRICAS DE UN SUELO CAUSANTE TIPICO DE ATERRAMIENTO DE LOS DRENES Y OTRO TIPO COMO NO CAUSANTE DE ESE DETERIORO, EL PRIMERO DE WAINFLEET MARSH (INGLATERRA) Y EL SEGUNDO DE OTRO LUGAR DEL REINO UNIDO, Y DE UN SUELO DE ALEMANIA ORIENTAL QUE PROBABLEMENTE PUEDE OCASIONAR EL CITADO PERJUICIO.

Cuadro A2-1

TENDENCIA DE LOS SUELOS MINERALES A PRODUCIR EL ATERRAMIENTO DE LOS TUBOS DE DRENAJE

Datos de la norma TGL 20 286 1971 de la República Democrática Alemana

| Tipos de suelo                                | Tendencia al aterramiento | Tamaño de las partículas |            |                 |
|-----------------------------------------------|---------------------------|--------------------------|------------|-----------------|
|                                               |                           | Arcilla < 2μ             | Limo 2-20μ | Arena 20μ-0.6mm |
| Arenoso, franco-arenoso, arenoso-franco       | bastante                  | < 8%                     | < 25%      | > 70%           |
| Arenoso, franco-arenoso, arenoso-franco       | escasa                    | 8-10%                    | < 20%      | > 70%           |
| Arenoso-franco, franco-arenoso, limoso-franco | bastante                  | < 8%                     | 25-55%     | 40-70%          |
| Franco-arenoso, limoso-franco, franco-limoso  | escasa                    | 8-12%                    | 20-55%     | 35-75%          |

En todos los casos, la uniformidad granulométrica ejerce un notable efecto en la tendencia a producir aterramiento. La uniformidad del grano  $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ , en que  $d_{60}$  es el tamaño de las partículas con que el 60 por ciento de ellas pasan por la criba y  $d_{10}$  el tamaño con que sólo pasan el 10 por ciento. Por ejemplo, en el caso del suelo de Alemania oriental a que se refiere la Fig. A2-2  $U = \frac{50}{20} = 2 \frac{1}{2}$ .

Considerando la influencia de la uniformidad granulométrica:

$U \geq 15$  : ninguna tendencia a aterrizar los drenes

$U = 5-15$  : mediana tendencia a aterrizarlos

$U \leq 5$  : mucha tendencia a aterrizarlos

La relación arcilla/limo también es importante y, si excede de 0,5 no es probable que el aterramiento llegue a constituir un problema.

La influencia del índice de plasticidad (IP) es ésta:

$IP > 12$  : ninguna tendencia a aterrizar los drenes

$IP = 6-12$  : mediana tendencia a aterrizarlos

$IP < 6$  : mucha tendencia a aterrizarlos

El "USDA Soil Conservation Service" ha publicado (1971) los siguientes datos sobre los suelos que necesitan filtro, que pueden necesitarlo y que no lo necesitan.

Cuadro A2-2

CLASIFICACION DE LOS SUELOS PARA DETERMINAR LA  
NECESIDAD DE PROTEGER LOS DRENES POR MEDIO DE FILTROS

| Clasificación de los suelos normalizada                               | Descripción de los suelos                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Recomendación sobre el filtro       |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| SP (grano fino)<br>SM (grano fino)<br>ML<br>MH                        | Arenas mal equilibradas, arenas con grava<br>Arenas limosas, mezclas de arena/limo mal equilibradas<br>Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas limosas o arcillosas de escasa plasticidad<br>Limos inorgánicos, suelos arenosos o limosos finos micáceos o diatomáceos, limos elásticos                                                                                                                                                                                                                                                                 | Es necesario                        |
| GP<br>SC<br>GM (grano grueso)                                         | Gravas mal equilibradas, mezclas de grava/arena, pocos granos finos o sin granos finos<br>Arenas arcillosas, mezclas de arena/arcilla mal equilibradas<br>Gravas con limo, mezclas de grava/arena/limo mal equilibradas                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | Depende de la determinación in situ |
| GC<br>CL<br>SP, GP (grano grueso)<br>GW<br>SW<br>CH<br>OL<br>OH<br>Pt | Gravas arcillosas, mezclas de grava/arena/arcilla mal equilibradas<br>Arcillas inorgánicas de plasticidad escasa o mediana, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras<br>Como DP y GP (véanse más arriba)<br>Gravas bien equilibradas, mezclas de grava/arena, pocos granos finos o ninguno<br>Arenas bien equilibradas, mezclas de grava/arena, pocos granos finos o ninguno<br>Arcillas grasas inorgánicas<br>Limos orgánicos y mezclas de limo/arcilla de escasa plasticidad<br>Arcillas orgánicas de mediana o alta plasticidad<br>Turba | No es necesario                     |

Factores inherentes al tubo de drenaje

Aunque el suelo es probablemente lo que más influye en el aterramiento, la mayor o menor gravedad de este problema depende también del tubo de drenaje. En efecto, cuanto mayor es el diámetro del tubo, más lenta es la velocidad de desagüe del suelo que corresponde a un determinado flujo de agua. Asimismo, cuanto más ranuras de entrada tiene el tubo y mejor distribuidas están, menor es la concentración de flujo en una cualquiera de ellas y, por consiguiente, más lenta la velocidad con que penetra el agua por la ranura. Así, pues, en principio lo que se requiere es un tubo ancho que tenga muchas partículas, bien distribuidas por toda su superficie. De aquí que los tubos de arcilla y de hormigón sean casi siempre los más convenientes por lo que se refiere al diámetro, en tanto los tubos de plástico son ventajosos desde el punto de vista de la velocidad del flujo.

### Factores inherentes al filtro

Fundamentalmente, el filtro debe estar formado de capas sucesivas. La más interna es la de poros más gruesos y retiene las partículas algo menos gruesas, que a su vez impiden el paso de las que son de diámetro algo menor y, por último, se intercepta el material originario del suelo. Pero es completamente irrealizable la colocación de filtros de esta clase. En la práctica, todos los filtros de drenaje se basan en una distribución granulométrica que permite crear un medio filtrante graduado.

### Conclusiones

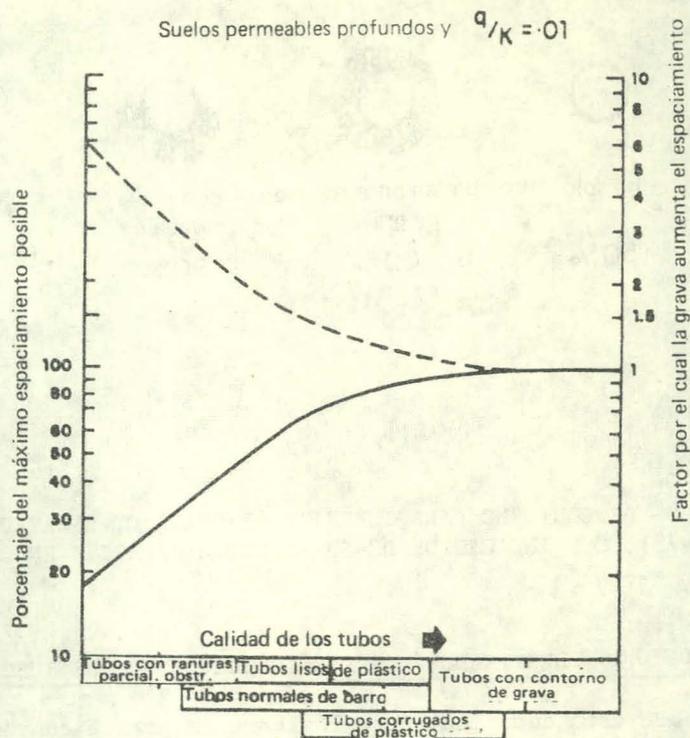
Todos los criterios conocidos propugnan que, en los suelos no cohesivos y poco estructurados que contienen elevadas proporciones de limo y arena fina, es donde existe mayor necesidad de emplear filtros. Puede ocurrir que la proporción de calcio o la presencia de otras sustancias cementadoras ejerza un efecto estabilizador en un suelo que, de no ser por ello, sería de naturaleza inestable. Todo ello indica que podría desarrollarse un ensayo definitivo, basado en el tamaño de las partículas, y una prueba de estabilidad frente a la acción del agua, que en cierto modo se asemejaría al ensayo de Alemania oriental, ya que la plasticidad guarda relación con la aglutinación y, por consiguiente, con la plasticidad.

### A2.3 EMPLAZAMIENTO DEL FILTRO

Todo filtro ha de rodear por completo al tubo de drenaje. En la mayor parte de los casos prácticos examinados, se ha visto que casi todo el material que penetra en el tubo lo hace desde abajo y que por ello sería ineficaz un filtro que protegiera al dren sólo por encima. Probablemente, puede constituir una excepción el aterramiento ocasionado exclusivamente por no hallarse consolidado el relleno de la zanja, siendo estable el suelo no perturbado.

### A2.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA NECESIDAD DE UN CONTORNO MEJORADOR DEL TUBO DE DRENAJE

La finalidad principal de cualquier contorno para tubo de drenaje es formar un dren ideal, y todo efecto filtrante no es sino mera coincidencia. El material utilizado ha de ser de una conductividad hidráulica 10 a 100 veces mayor que la del suelo, con lo cual se reduce al mínimo la pérdida de carga en la entrada. En principio, cuanto mayor sea el número de ranuras y mejor distribuidas estén, mayor será el rendimiento del tubo por lo que atañe a la entrada de agua y menor la necesidad de un contorno. En general, el filtro tiene una eficacia máxima con los tubos de arcilla o semejantes y mínima con los tubos corrugados de plástico. Todos los tubos de drenaje resultan mejorados en mayor o menor grado y la cuestión decisiva es de carácter económico: saber si el costo está justificado por los beneficios. Otras soluciones económicas son: no poner contorno, pero disminuir la distancia entre los tubos, o ponerlo para que sea posible un espaciamiento mayor. La Fig. A2-3 es una versión simplificada de la Fig. A1-1 para un solo valor de  $q/K$ . La mitad superior del gráfico ofrece una primera aproximación del factor por que puede aumentarse el espaciamiento cuando se instala el contorno. Por ejemplo, si se trata de tubos de arcilla, la distancia entre ellos puede multiplicarse por 2 si se utiliza un contorno de grava en las condiciones indicadas, esto es, con un suelo profundo y  $q/K = 0,01$  (verbigracia  $q = 10$  mm/día y  $K = 1$  m/día). Subrayamos que esta relación es teórica y se basa en los supuestos formulados detalladamente en el Apéndice 1).



**Fig. A2-3** EFECTO TEORICO QUE, SOBRE EL ESPACIAMIENTO POSIBLE DE LOS TUBOS DE DRENAJE EN LAS CONDICIONES INDICADAS, EJERCE EL EMPLEO DE UN CONTORNO DE GRAVA DE 5 cm DE ESPESOR POR LO MENOS, APLICADO A DIVERSOS TIPOS DE DRENES.

**A2.5 FACTOR QUE INFLUYE EN LA NECESIDAD DE UN CONTORNO PARA EVITAR QUE FALLEN LOS TUBOS**

Como ya se ha dicho, una de las lagunas de nuestros conocimientos actuales es que la mecánica del suelo no ha proporcionado hasta ahora suficientes detalles acerca de los terrenos que ejercen un efecto cuando están mojados. Algunos ven en el contorno permeable un remedio contra la obstrucción ocasionada por el aterramiento. Tal vez sirva de algo este contorno, pero se sabe de tubos que lo tenían y se han obstruido. Que se considere en primer término el costo es quizás el mejor consejo que cabe dar. Si por un precio relativamente barato puede colocarse un contorno, quizás valga la pena ponerlo como un seguro parcial contra la posibilidad de que fallen los tubos. En cambio, si el costo es elevado, ese seguro parcial no tiene sino una dudosa razón de ser.

**A2.6 POSICION DE LOS CONTORNOS MEJORADORES DEL TUBO DE DRENAJE**

Lo mejor es que el medio permeable envuelva por completo al tubo de drenaje, pero no es absoluta la necesidad de ello y puede convenir, desde el punto de vista económico, la simple colocación de grava por encima y por los lados de la tubería. En el tendido de drenes mecanizado, la operación es más sencilla y consume menos grava. Dennis y Trafford (1975) han demostrado que es relativamente pequeña la pérdida de eficacia que se produce cuando no se pone grava debajo (véase la Fig. A2-4).



Fig. A2-4 DIVERSOS TIPOS DE CONTORNO PARA TUBERIAS DE DRENAJE, ENSAYADOS POR DENNIS Y TRAFFORD (1975), CON INDICACION DE SU EFICACIA RELATIVA EN CUANTO AL ESPACIAMIENTO POSIBLE

A2.7 POSICION DE LOS CONTORNOS DESTINADOS A PREVENIR QUE FALLEN LOS TUBOS DE DRENAJE

No se sabe casi nada sobre esta cuestión, pero lógicamente parece conveniente que el contorno rodee por completo al tubo.

DIRECTRICES PARA LA ELECCION DE FILTROS Y  
CONTORNOS DE ARENA Y GRAVA PARA TUBOS DE DRENAJE

A3.1 INTRODUCCION

Este apéndice trata del diseño de los filtros o contornos granulares. Los tubos con envoltura prefabricada tienen cada día mayor aceptación, pero aquí los dejamos fuera de consideración porque no es posible concebirlos de modo que sean adecuados al suelo en que vayan a instalarse.

A3.2 COMO SE DISEÑA UN FILTRO

Al decidir si el suelo requiere un filtro o no, habrán de examinarse un número suficiente de curvas granulométricas para determinar una intermedia y los límites de la desviación probable, es decir, una banda que abarque la mayoría de las gráficas representativas del tamaño de las partículas que forman el terreno. Estos datos sirven de base para diseñar el filtro y se ilustran en la Fig. A3-1.

Uno de los criterios más antiguos acerca de los filtros fue el formulado por Terzaghi en 1941. Hizo notar este autor que, si "tamaño del 15%" quiere decir que el 15 por ciento (en peso) del material es más fino que el grano especificado, resulta que:

- a) el diámetro de las partículas de "tamaño del 15%" de material filtrante debe ser por lo menos 4 veces mayor que el diámetro del "tamaño del 15% del material básico (el material filtrante sería entonces unas 10 veces más permeable que el básico):
- b) el "tamaño del 15%" de material filtrante no sería entonces más de 4 veces mayor que el tamaño del 85 por ciento del material básico (lo cual evitaría que las partículas finas de éste fueran arrastradas por el agua a través del material filtrante).

Después de Terzaghy, otros muchos investigadores han estudiado la cuestión y hoy existe divergencia de criterios acerca de los filtros. Dos autores han revisado recientemente los métodos conocidos: Van de Beken (1968) con respecto al avenamiento de campos y Spalding (1970) en relación con el de carreteras. El primero no recomienda ningún método concreto, porque el interés de los belgas tiende a concentrarse en los filtros de turba fibrosos. Spalding sugiere que los criterios más dignos de confianza son los de la "United States Waterways Experimental Station".

Si  $D_{15F}$  es el tamaño de las partículas del filtro (el 15 por ciento pasan por la criba) y  $D_{85S}$  es el tamaño de las partículas de suelo (el 85 por ciento pasan por la criba), estos criterios son:

$$\begin{array}{l}
 D_{15F} \leq 5 \times D_{85S} \quad ) \\
 D_{15F} \leq 20 \times D_{15S} \quad ) \quad \text{criterios en cuanto a la filtración} \\
 D_{50F} \leq 25 \times D_{50S} \quad ) \\
 \\
 D_{85F} \geq 5 \times D_{15S} \quad \text{criterio para una adecuada conductividad hidráulica}
 \end{array}$$

La Fig. A3-2(b) muestra una curva granulométrica conforme a estos criterios para el suelo a que se refiere la Fig. A3-2(a). Nótese que, cuando el 15 por ciento pasa por la criba, el tamaño del filtro se regula bastante bien, los criterios sobre la conductividad hidráulica proporcionan el tamaño mínimo de las partículas en ese caso y el menor de los dos valores dados por los criterios en cuanto a la filtración da el valor máximo de  $D_{15}$ . Con  $D_{50}$  sólo se obtiene un valor máximo del tamaño de las partículas y  $D_{85}$  el del tamaño mínimo, que es

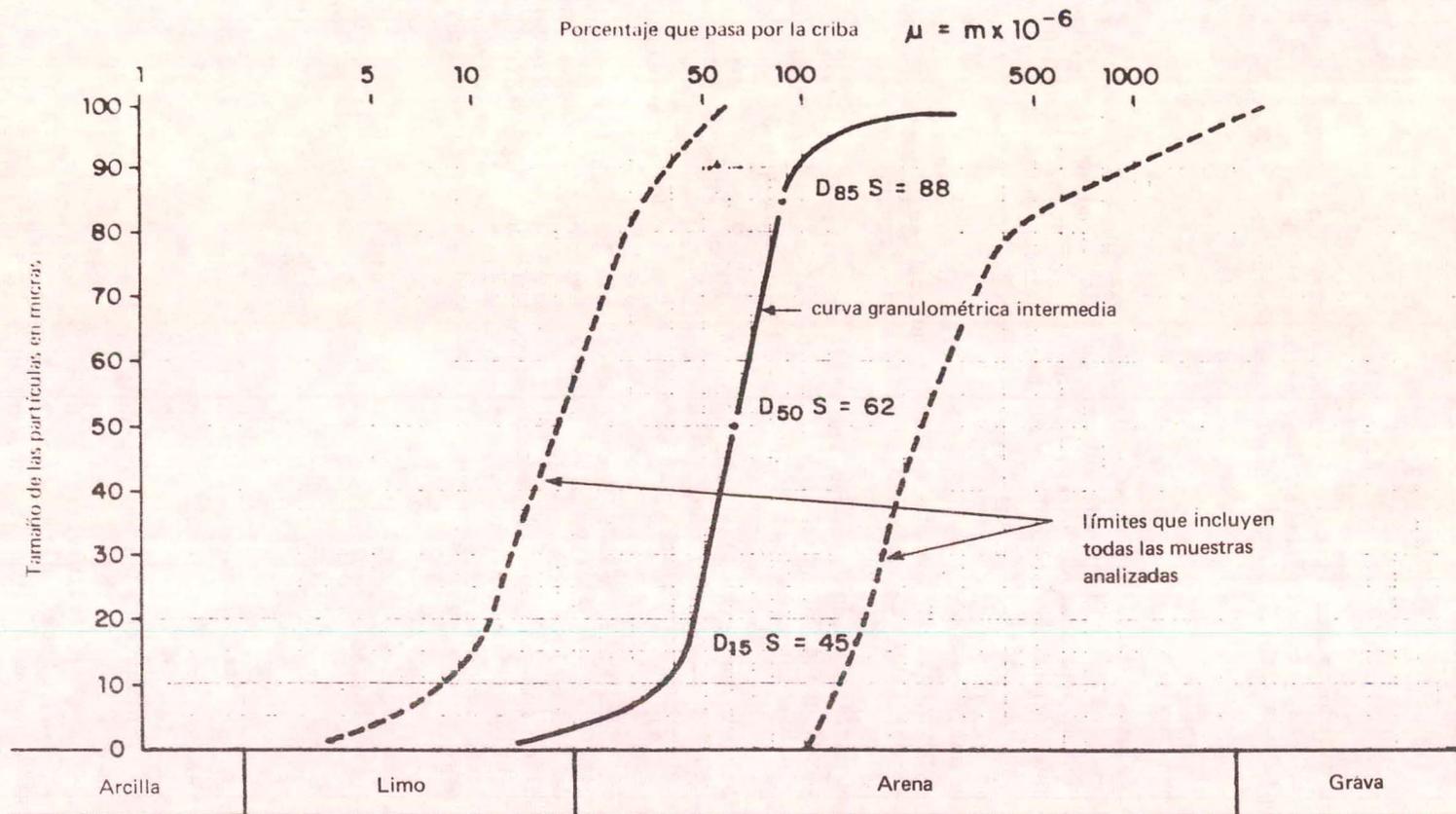


Fig. A3-1 ANALISIS DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELO

Resultados típicos del análisis granulométrico de un cierto número de muestras, extraídas del subsuelo. Se ha tomado la curva granulométrica intermedia (determinada por los valores medios en D<sub>15</sub>, D<sub>50</sub> y D<sub>85</sub>) y los límites dentro de los cuales quedan comprendidas todas las curvas. Por lo común, el diseño se basará en la curva intermedia.

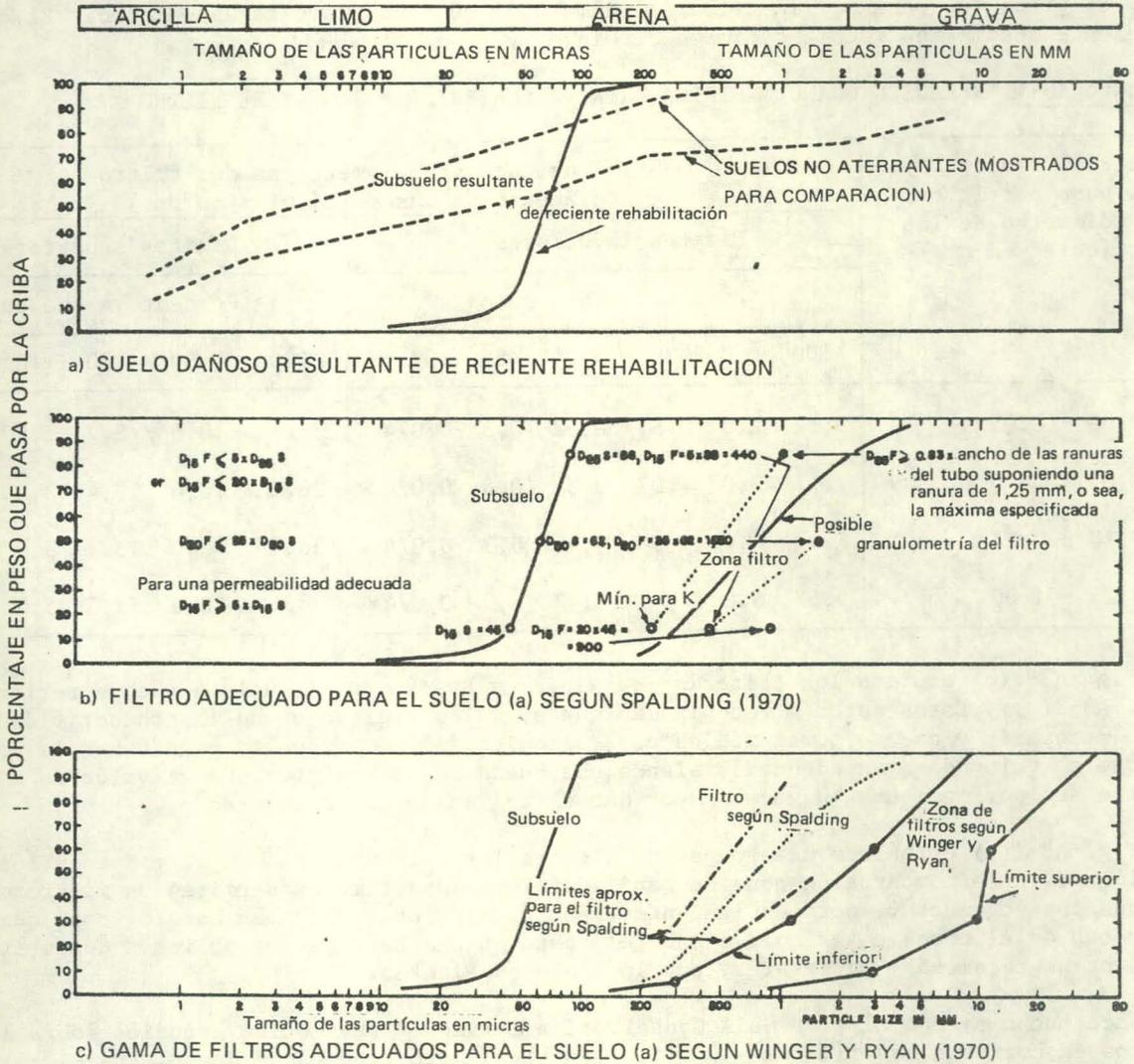


Fig. A3-2

DISTRIBUCION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE UN SUELO DAÑOSO Y FILTROS GRANULARES QUE PUEDEN UTILIZARSE

Curva de un suelo causante típico de aterramiento de los tubos (a), existente en el Reino Unido, y límites granulométricos de un filtro según los criterios (b) de Spalding (1970) y (c) de Winger y Ryan (1970).

función de las dimensiones de las ranuras del tubo y no del suelo. Significa esto que existe un grado bastante grande de latitud en el extremo superior de la curva granulométrica del filtro, por lo que la dibujada con trazo continuo en la Fig. A3-2(b) sólo es una de las muchas posibles que responden a los criterios. Las líneas de trazos indican los límites aproximados de la parte crítica de la curva granulométrica del filtro. Winger y Ryan (1970) llegan a la conclusión de que la mayoría de los criterios publicados son demasiado restrictivos para su aplicación a la agricultura y propone otra solución, que pretende y permite la mayor amplitud granulométrica compatible con la eficacia, a fin de aumentar la posibilidad de adquisición inmediata y reducir el costo. Especifican 1 % pulgada (38 mm) como tamaño máximo y el grano que pase por la criba del número 50 (0,3 mm) como tamaño mínimo. El cuadro siguiente resume las recomendaciones de Winger y Ryan.

Cuadro A3-1 RELACION GRANULOMETRICA ENTRE EL MATERIAL BASICO Y EL FILTRO

| Material básico cuyo 60% pasa por la criba (diámetro de las partículas en mm.) | Limitaciones granulométricas del filtro (diámetro de las partículas en mm.) |     |      |      |     |       |                     |      |      |     |   |      |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----|------|------|-----|-------|---------------------|------|------|-----|---|------|
|                                                                                | Límites inferiores                                                          |     |      |      |     |       | Límites superiores  |      |      |     |   |      |
|                                                                                | Porcentaje que pasa                                                         |     |      |      |     |       | Porcentaje que pasa |      |      |     |   |      |
|                                                                                | 100                                                                         | 60  | 30   | 10   | 5   | 0     | 100                 | 60   | 30   | 10  | 5 | 0    |
| 0,02 - 0,05                                                                    | 9,52                                                                        | 2,0 | 0,81 | 0,33 | 0,3 | 0,074 | 38,1                | 10,0 | 8,7  | 2,5 | - | 0,59 |
| 0,05 - 0,10                                                                    | 9,52                                                                        | 3,0 | 1,07 | 0,38 | 0,3 | 0,074 | 38,1                | 12,0 | 10,4 | 3,0 | - | 0,59 |
| 0,10 - 0,25                                                                    | 9,52                                                                        | 4,0 | 1,30 | 0,40 | 0,3 | 0,074 | 38,1                | 15,0 | 13,1 | 3,8 | - | 0,59 |
| 0,25 - 1,00                                                                    | 9,52                                                                        | 5,0 | 1,45 | 0,42 | 0,3 | 0,074 | 38,1                | 20,0 | 17,3 | 5,0 | - | 0,59 |

La Fig. A3-2(c) expresa los criterios de Winger y Ryan para el suelo a que se refiere la Fig. A3-2(a). Estos autores recomiendan que se calcule el valor de la conductividad hidráulica necesaria y que se tomen medida con cualquier filtro propuesto para tener la seguridad de que el valor de K es adecuado, siendo una buena regla empírica que el valor de K para el filtro sea por lo menos 10 veces mayor que el del suelo no perturbado.

La Fig. A3-2(c) establece una comparación entre los criterios de Winger y Ryan y los de Spalding. Esta comparación pone de manifiesto que los primeros permiten un filtro más grueso que los segundos y, por consiguiente, más fácil de obtener y más barato, cosa que interesa mucho en el drenaje agrícola cuando el costo es una barrera que obliga a desistir de muchas otras técnicas y materiales, por lo demás excelentes.

No hace mucho tiempo el "US Soil Conservation Service" revisó los estudios sobre los criterios en cuanto a los filtros y publicó las siguientes recomendaciones (USDA, 1971):

$$\frac{D_{50}^F}{D_{50}^S} = 12 \text{ a } 58$$

$$\frac{D_{15}^F}{D_{15}^S} = 12 \text{ a } 40$$

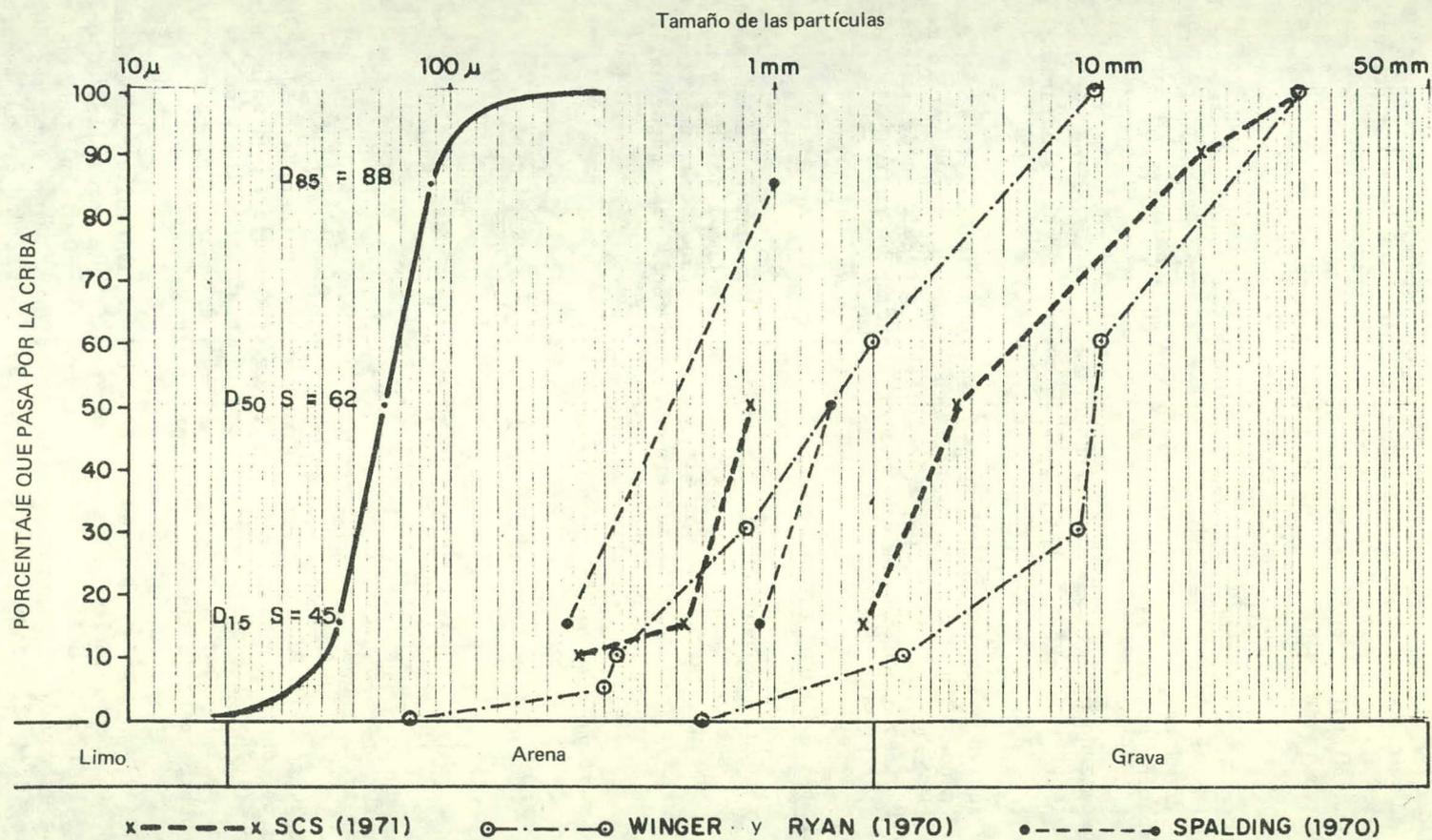


Fig. A3-3 CURVA DE LA DISTRIBUCION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE UN SUELO TÍPICAMENTE DAÑOSO, EXISTENTE EN EL REINO UNIDO, LA CUAL MUESTRA LOS LIMITES DEL FILTRO SEGÚN LOS DISTINTOS CRITERIOS.

Se consideran aceptables los materiales comprendidos dentro de estos límites. Si el material filtrante y el suelo tienen ambos una distribución uniforme y curvas granulométricas de forma análoga, el filtro será estable si:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{85}^S} \leq 5$$

Recomiendan también que todo el material pase por una criba de 38 milímetros y el 90 por ciento por una de 20 milímetros. Un máximo de 10 por ciento habrá de pasar por una criba del número 60 (250 micras). No debe  $D_{85}^F$  ser inferior a la mitad del tamaño de las perforaciones del tubo, lo que significa que, en el caso de los drenes de plástico más corrientes, que suelen tener perforaciones de 1 a 5 milímetros,  $D_{85}^F$  tendrá de 0,5 a 0,75 milímetros, aproximadamente.

Los filtros que responden a estas condiciones se hallan entre los coincidentes con los dos criterios susodichos. La Fig. A3-3 pone de manifiesto el filtro de granulación uniformemente distribuida y los límites granulométricos del filtro para un suelo en particular y, además, hace una comparación con los otros criterios.

Willardson (1974) ha realizado muy recientemente una revisión de todos los métodos de diseño de contornos y su obra debe ser consultada por el lector que desee estudiar a fondo la cuestión.

No cabe recomendar uno de los criterios anteriores con preferencia al otro y, en realidad, las diferencias no son grandes. Desde el punto de vista económico, puede ser lo mejor aceptar cualquier material natural disponible en la comarca, a condición de que esté comprendido dentro de los límites en su conjunto, si la otra opción es un cribado especial de material.

### A3.3 DISEÑO DE UN CONTORNO MEJORADOR DE LOS TUBOS DE DRENAJE

Según una regla empírica segura, la conductividad hidráulica del contorno debe ser de 10 a 100 veces mayor que la del suelo. Cuando no se trata de alguna combinación con una función de filtro, no es difícil lograr los valores más altos con el empleo de arena exenta de grava. De necesitarse algún efecto de filtro, no será esto tan fácil y  $K_S$  puede hallarse más cerca del mínimo.

Algunos valores típicos para la grava son:

| <u>Tipo</u>                     | <u>Tamaño (mm)</u> | <u>K (m/día)</u> |
|---------------------------------|--------------------|------------------|
| Grava redondeada                | 10 - 18            | 32 000           |
| „ „                             | 4 - 13             | 3 800            |
| Grava con aristas vivas         | 1 - 9              | 2 700            |
| Grava redondeada + arena gruesa | 0,5 - 9            | 800              |

Winger y Ryan (1970) explican detalladamente un método para determinar la conductividad hidráulica requerida en un contorno mejorador de los tubos de drenaje (o un valor mínimo para un filtro) y Winger (1975) da orientaciones generales relativas a los tipos de suelo y señala ensayos sencillos para la conductividad hidráulica. El Cuadro A3-2 transcribe los requisitos mínimos propuestos para la conductividad hidráulica.

Como la condición básica de un contorno es que su conductividad hidráulica sea adecuada, la gama de posibles composiciones granulométricas es mucho mayor que en el caso de un filtro. Se recomienda que el diámetro del material no exceda de 40-50 milímetros, en evitación de que los tubos se estropeen al echar la grava. No debe contener ésta más de un 10 por ciento de grano inferior a 250 micras, en atención a la posibilidad de que se escapen los granos finos. Por la misma razón, hay que cuidar de que no se incorpore material del suelo superficial durante la manipulación mecánica.

En general, resultará que cualquier material comprendido dentro de los susodichos límites y disponibles en la localidad a un bajo costo, será probablemente la mejor conciliación entre lo técnico y lo económico.

El suelo superficial se utiliza a veces como contorno de tubos de drenaje en las zonas húmedas, pero esta práctica no debe adoptarse en las tierras áridas sin asegurarse antes de que dicho suelo es suficientemente estable frente a la acción del agua y posee una conductividad hidráulica bastante grande. No se recurra en ningún caso a los suelos superficiales salinos.

Cuadro A3-2 CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA MINIMA DE LA ENVOLTURA, PARA VARIAS TEXTURAS DE SUELO

| Textura del suelo  | Descripción general                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | Conductividad hidráulica mínima en m/día |
|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| Arena mediana      | La arena es suelta. Se distinguen fácilmente unos granos de otros. Si una muestra seca o húmeda se comprime en la palma de la mano, no conserva la forma que así se le haya dado.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 30                                       |
| Arena franca       | La arena es suelta. Los granos se distinguen fácilmente unos de otros a ojo o al tacto. Contiene pequeñas cantidades de limo y arcilla. Si una muestra seca se comprime en la palma de la mano, no conserva la forma que así se le haya dado. La forma dada a una muestra húmeda se desmorona al tocarla.                                                                                                                                                                                                                                                | 22                                       |
| Franca - arenosa   | Contiene mucha arena. Los granos se distinguen unos de otros a ojo y al tacto. Los granos de arena tienden a adherirse unos a otros por haber cierta cantidad de limo y arcilla. Si se comprime en seco, la forma dada se desmorona fácilmente. Las formas en húmedo han de manejarse con cuidado.                                                                                                                                                                                                                                                       | 15                                       |
| Franca             | Contiene cantidades casi iguales de arena, limo y arcilla. Algo arenosa al tacto, pero bastante suave y plástica. Comprimida en seco, toma una forma que ha de manejarse con cuidado. En húmedo, se maneja bien.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 9                                        |
| Franca límosa      | Suave al tacto si está húmeda. Contiene algunas granulaciones finas de arena y es ligeramente plástica al tacto por tener también algo de arcilla. En seco, parece muy aterronada, pero los terrones se deshacen fácilmente y, una vez pulverizados, es blanda y harinosa al tacto. Estando húmeda, la tierra se extiende fácilmente sin disgregarse. Seca o húmeda, toma formas que pueden manejarse con facilidad sin que se deshagan, pero frotada en húmedo entre el pulgar y el índice se desgarran y agujerea, en vez de formar una capa continua. | 6                                        |
| Franca - arcillosa | Plástica en húmedo. Las muestras secas suelen romperse en terrones duros. Comprimida en húmedo, toma formas muy manejables. Puede amasarse en piezas compactas y pesadas.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 6                                        |

ENSAYOS EDAFOLOGICOS, INCLUSO DEL REGIMEN HIDROLOGICO DEL SUELO

A4.1 ENSAYO PARA DETERMINAR LA TRAYECTORIA DEL FLUJO FREATICO

En la Sección 2.3 se puso de relieve la necesidad de realizar ensayos cuando existe una notable resistencia al flujo radial hacia los tubos de drenaje. Sin embargo, barreras impermeables finas no descubiertas o una capa de suelo que tenga quebrantada la estructura, pueden alterar la trayectoria del agua subterránea. Una causa corriente es que el suelo sea deleznable o se haya compactado al nivel del piso de arado. De haber tal barrera frente al movimiento del agua por encima de la profundidad de los tubos, puede parecer que éstos funcionan por efecto de la capa superficial, como se ilustra en la Fig. A4-1.

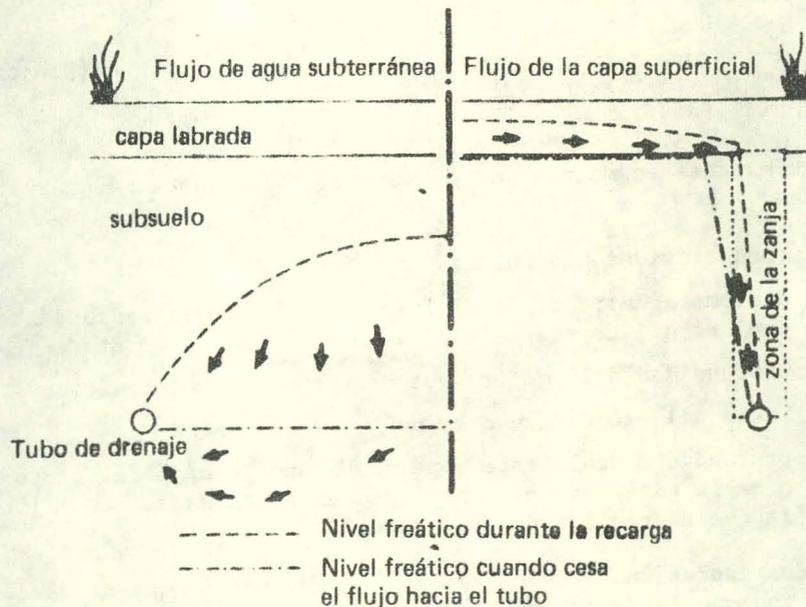


Fig. A4-1 ESQUEMA DEMOSTRATIVO DE QUE LA AFLUENCIA NORMAL DE AGUA SUBTERRANEA HACIA LOS TUBOS DE DRENAJE PUEDE ALTERARSE SI HAY UNA CAPA IMPERMEABLE CERCA DE LA SUPERFICIE.

Esta forma de flujo acuático puede descubrirse mediante la toma de una serie de medidas del nivel del agua a través de la distancia que separa los tubos de drenaje. Se recurre para ello a pozos de observación, piezómetros o agujeros abiertos con barrena. Si el flujo es de agua superficial más que de agua subterránea, será plana la parte superior del nivel freático y, cosa aún más importante, al cesar la afluencia de agua al tubo de drenaje, el nivel freático se aproxima al nivel de los drenes. En el caso de que, cuando el tubo no recibe nada de agua, haya a una altura algo considerable sobre los drenes un nivel freático cuya parte superior sea plana, debe sospecharse que, poco más o menos, a esa profundidad hay una barrera contra el movimiento del agua.

A4.2 MEDICION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA EN EL TERRENO

Método del barreno único

Van Beers (1958) estableció el método y los cálculos que pueden utilizarse para los fines de orden práctico. Teniendo presentes las variaciones de la conductividad hidráulica que pueden producirse en el campo, el método del barreno, esto es, del agujero hecho con una barrena, es probablemente el más eficaz. Consiste en abrir un agujero de 10 centímetros de diámetro o más, con una barrena, hasta una profundidad mayor que la del nivel freático, y alisar el fondo con una herramienta cortante especial para ello. Hay que poner cuidado en que no quede untada de barro la pared del pozo (Smitham, 1969). Se extrae con una bomba o se achica el agua entrada en el agujero, y se mide la velocidad con que éste vuelve a llenarse de agua hasta una cuarta parte de la cantidad inicial. Luego se determina la permeabilidad como se indica más adelante o por medio de gráficos. Si el agujero penetra en dos o más horizontes por debajo del nivel freático, la permeabilidad de cada uno de ellos puede hallarse aproximadamente por el método descrito por Van Beers (1958). Por el contrario, en caso de perfiles tan heterogéneos, es preferible el método del piezómetro. La Fig. A4-2 explica de un modo general la medición por medio de un barreno único.

La conductividad hidráulica se determina mediante la fórmula de Ernst (1950). Para un suelo homogéneo con una capa impermeable a una profundidad  $E \geq 1/2 J$ , dicha fórmula es:

$E \geq \frac{1}{2} J$ , es:

$$K = \frac{4000 r_a^2 \Delta h}{(J + 20r_a) \left(2 - \frac{\bar{h}}{J}\right) \bar{h} \Delta t} \quad \text{(Ecuación A4-1)}$$

En esta fórmula, K se expresa en metros por 24 horas. Todas las demás magnitudes se dan en centímetros y segundos.

- K = conductividad hidráulica
- $\bar{h}$  = distancia entre el nivel freático y el nivel medio del agua en el agujero que corresponda al intervalo de tiempo  $\Delta t$ .
- J = profundidad del agujero por debajo del nivel freático
- $r_a$  = radio del agujero de barrena
- E = profundidad de la capa impermeable por debajo del fondo del agujero, o de la capa cuya permeabilidad es aproximadamente 1/10 o menos de la que tienen las capas de encima.

La ecuación A4.1 es una expresión derivada empíricamente, por lo que no puede considerarse como una fórmula que indique la relación exacta que teóricamente debe existir entre las diferentes magnitudes, aunque el valor de K será suficientemente exacto (máximo error: 20 por ciento) si se cumplen las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} r_a &> 3 && y < 7 \text{ cm} \\ J &> 20 && y < 200 \text{ cm} \\ \bar{h} &> 0,2H \\ \Delta h &\leq 1/4h(t_1) \end{aligned}$$

Las mediciones tienen que concluirse antes de que el agua subterránea afluyente haya repuesto la cuarta parte del volumen del agua anteriormente extraída.



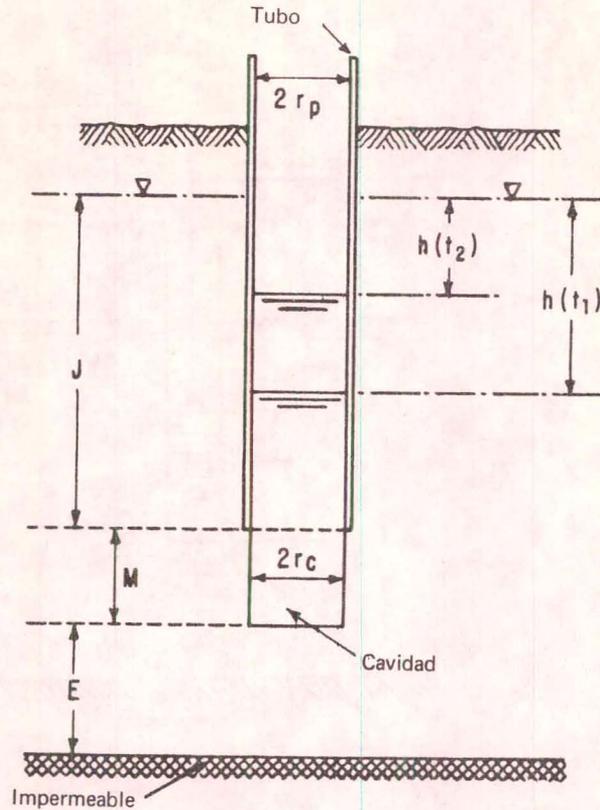


Fig. A4-3 METODO DEL PIEZOMETRO PARA MEDIR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

La conductividad hidráulica se determina (Kirkham, 1946) con la fórmula:

$$K = \frac{\pi r_p^2 \log_e h(t_1)/h(t_2)}{C(t_2 - t_1)} \quad \text{Ecuación A4.3}$$

siendo

- K = conductividad hidráulica (L/T)
- $h(t_1)$  = distancia del nivel freático al nivel del agua dentro del piezómetro en el momento  $t_1$  (L)
- $h(t_2)$  = idem en el momento  $t_2$  (L)
- $r_p$  = radio del tubo (L)
- $t_2 - t_1$  = tiempo que tarda el agua en pasar del nivel  $h(t_1)$  al nivel  $h(t_2)$  (T)
- \*C = factor de forma (J,  $r_c$ , M, E) (L)

\* Véase el Cuadro A4.1, en que

- M = longitud de la cavidad (l)
- E = profundidad del suelo impermeable por debajo de la cavidad
- $r_c$  = radio de la cavidad

Cuadro A4.1 FACTORES DE FORMA (C) SEGUN LA DETERMINACION DE YOUNGS (1968)

| M/r <sub>c</sub> | Valor de C con el suelo impermeable a la profundidad E/r <sub>c</sub> = |                     |                     |                     |                     |                     |
|------------------|-------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|                  | ∞                                                                       | 4,0                 | 2,0                 | 1,0                 | 0,5                 | 0                   |
| 0                | 5,6 r <sub>c</sub>                                                      | 5,3 r <sub>c</sub>  | 5,0 r <sub>c</sub>  | 4,4 r <sub>c</sub>  | 3,6 r <sub>c</sub>  | 0                   |
| 1,0              | 10,6 r <sub>c</sub>                                                     | 10,0 r <sub>c</sub> | 9,3 r <sub>c</sub>  | 8,4 r <sub>c</sub>  | 7,6 r <sub>c</sub>  | 6,3 r <sub>c</sub>  |
| 2,0              | 13,8 r <sub>c</sub>                                                     | 12,8 r <sub>c</sub> | 11,9 r <sub>c</sub> | 10,9 r <sub>c</sub> | 10,1 r <sub>c</sub> | 9,1 r <sub>c</sub>  |
| 4,0              | 18,6 r <sub>c</sub>                                                     | 17,3 r <sub>c</sub> | 16,3 r <sub>c</sub> | 15,3 r <sub>c</sub> | 14,3 r <sub>c</sub> | 13,6 r <sub>c</sub> |
| 8,0              | 26,9 r <sub>c</sub>                                                     | 25,5 r <sub>c</sub> | 24,0 r <sub>c</sub> | 23,0 r <sub>c</sub> | 22,2 r <sub>c</sub> | 21,4 r <sub>c</sub> |

El factor de forma depende también, ligeramente, de la profundidad por debajo del nivel freático, pero en general puede hacerse caso omiso de esta variable.

Conviene emplear el centímetro como unidad de longitud y el segundo como unidad de tiempo. Así, se obtiene K en centímetros por segundo.

Método del piezómetro sin cavidad adicional

Si se prescinde de la cavidad adicional, ha de usarse la barrena para que quede plano el fondo del pozo. Se extrae de éste el agua y, del mismo modo que se ha explicado antes, se mide la que vuelve a entrar. La conductividad hidráulica se determina por medio de la ecuación A4-3, inserta anteriormente, poniendo el factor de forma pertinente para la distancia entre el pozo y el suelo impermeable y un valor  $1/r_c = 0$ , o sea,  $C = 5,6 \times r_c$ , para los suelos profundos que tienden a 0 cuando la cavidad llega a la capa impermeable.

A4.3 METODO DE CAMPO PARA EVALUAR LA TEXTURA DEL SUELO

Puede efectuarse fácilmente una evaluación en el terreno, basada en las propiedades de una bola de suelo húmedo.

La sensación al tacto es influida por la humedad del suelo y es esencial, pues, que ésta sea normal. La tierra debe amasarse bien para eliminar los efectos de su estructura, hasta darle una consistencia justamente lo bastante húmeda para que se deje modelar.

Aglutinación y cohesión:

- Inexistentes o muy ligeras ..... (1) arenas
- Es fácil darle la forma de una bola consistente ..... (2) margas
- Difícil de deformar ..... (3) arcillas

La textura del suelo puede determinarse frotando una muestra entre el pulgar y el índice. La arena suele dar sensación de aspereza y, si es gruesa, se distinguen a ojo unos granos de otros. Los limos son sedosos y suaves al tacto y las arcillas tienden a ser grasas y lustrosas en la superficie de la masa. La Fig. A4-4 es un modelo de hoja para registrar en el campo la textura, estructura y otras características de los diversos horizontes.

Fig. A4-4 HOJA PARA EL REGISTRO IN SITU DE LA TEXTURA Y ESTRUCTURA DEL SUELO EN LAS CALICATAS O POZOS DE INSPECCION

| Observador:      |                                      | Plano de referencia:            |                             |                                                                                                                                                           | Término municipal/OS N°: |                                                                                               |                                                                                                                                                                | Fecha:                 |        |               |
|------------------|--------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|--------|---------------|
| Altitud          | Relieve                              | Paisaje                         | Material de partida         | Serie de suelos                                                                                                                                           | DRENAJE                  |                                                                                               |                                                                                                                                                                |                        |        |               |
|                  |                                      |                                 |                             |                                                                                                                                                           | Lugar                    | Perfil: bien, moderadamente bien, escasamente, mal, muy mal drenado (táchese lo que no valga) |                                                                                                                                                                | Artificial             |        |               |
| Cultivo          | Condiciones meteorológicas recientes |                                 | Clase de aptitud del perfil | Limitaciones: declive, aspecto, altitud, heladas, meteorología, erosión, humedad, pedregosidad, estructura, profundidad, sequía (táchese lo que no valga) |                          |                                                                                               | Cultivos adecuados: gramíneas, cereales, leguminosas, tubérculos, hortalizas, árboles frutales, frutales no arbóreos, frutas menudas (táchese lo que no valga) |                        |        |               |
| Profundidad (cm) | Humedad                              | Manchas de color y concreciones | Textura y piedras           | Estructura (forma, tamaño, desarrollo y estabilidad)                                                                                                      | Consistencia             | Porosidad                                                                                     | Permeabilidad                                                                                                                                                  | pH y CaCO <sub>3</sub> | Raíces | Observaciones |
|                  |                                      |                                 |                             |                                                                                                                                                           |                          |                                                                                               |                                                                                                                                                                |                        |        |               |

#### A4-4 METODO DE LABORATORIO PARA LA DETERMINACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS

Consiste en secar el suelo, destruir cuidadosamente la agregación natural y luego cribarlo. Se registra la cantidad retenida por cada tamaño de criba. En el caso de las partículas finas de limo y arcilla, los porcentajes se obtienen por el método de la pipeta o por el del higrómetro, este último quizás más práctico para la determinación de que se trata. Entre otros autores, dan detalles Black (1965) y Avery et al. (1974).

#### A4-5 ESTABILIDAD DEL SUELO FRENTE A LA ACCIÓN DEL AGUA

La estabilidad relativa frente a la acción del agua se evalúa comparando el grado de hundimiento de un suelo secado al aire cuando se humedece lentamente y cuando se humedece con rapidez. El rendimiento se valora por su efecto en la característica de desprendimiento de agua del suelo. Childs y Youngs (1958) fueron los primeros en explicar este procedimiento. Se empieza por secar las muestras de suelo en bandejas en el laboratorio: después de secas, se deshacen los terrones, se efectúa el cribado y se apartan las partículas que pasan por una criba de 2 milímetros, pero son retenidas por una criba de un milímetro. Este agregado de suelo comprende, pues, terroncillos de 1 a 2 milímetros. Se toma luego una muestra de estos terroncillos que tenga un volumen de 20 centímetros cúbicos y se coloca en un aparato de Haines. Tiene éste una placa porosa, plana, dentro del embudo en que depositan los 20 centímetros de tierra.

El espacio por debajo de la placa porosa está completamente lleno de agua, que puede pasar, a través de la placa, a la muestra de suelo, en tanto que -por ser pequeñísimos los poros de la placa- el aire no puede retroceder de la muestra al otro lado de la placa. En consecuencia, la muestra puede mojarse desde abajo, saturarse y drenarse después. El aparato de Haines tiene unido su extremo inferior, por intermedio de un tubo de plástico, a una bureta, lo que no sólo permite medir la succión o presión negativa creada en cualquier momento dentro de la muestra, sino también la cantidad de agua que la muestra aspira o que puede drenarse de ella.

La primera muestra de suelo se coloca en un aparato de Haines cuya placa se halla a una presión negativa de 10 centímetros (o sea, una presión de -10 centímetros), al objeto de que la tierra se humedezca con relativa lentitud. La presión de -10 centímetros puede producirse muy sencillamente bajando la bureta hasta que el nivel del agua dentro de ella esté a 10 centímetros por debajo de la placa. Desde luego, este nivel del agua desciende a medida que es absorbida por la tierra, pero de cuando en cuando, durante un período de 24 horas, se agrega agua a la bureta para mantener la presión a -10 centímetros. El resultado al cabo de las 24 horas es una muestra de suelo mojada que se ha hundido algo. Cuando la tierra está empapada, se levanta la bureta para inundar aquélla durante un período de 20 segundos, poco más o menos, lo que suele producir un nuevo hundimiento. Se toma entonces la segunda muestra de suelo y se la coloca en el segundo aparato, cuya placa se encuentra también a una presión de -10 centímetros, e inmediatamente después se anega aquélla. La estructura migajosa de esta muestra se derrumba siempre más que la de la muestra humedecida lentamente, pero la cantidad de hundimiento depende de la estabilidad del suelo. En los casos peores, los terroncillos se deshacen por completo y dejan una masa uniforme adherente en la que no se ve ninguna miga o terroncillo.

Los dos aparatos de Haines contienen ahora terroncillos de suelo saturado, que se han retraído hacia abajo más o menos, según se hayan mojado con lentitud o con rapidez. La diferencia entre los resultados se evalúa midiendo los volúmenes de agua avenada cuando la tensión se aumenta progresivamente desde cero hasta 25 centímetros. Una muestra humedecida con lentitud conserva normalmente casi toda su estructura y por ello es bastante fácil avenarla. Por lo común, el 90 por ciento del agua puede drenarse en la muestra con una presión de -10 centímetros o aún más negativa. En cambio, una muestra totalmente derrumbada, que es probable se halle saturada de agua, difícilmente se deja drenar y una presión de -10 centímetros tal vez sólo extraiga el 20 por ciento del agua.

La Fig. A4-5 presenta las curvas de drenaje típicas con una muestra de tipo medio. La curva relaciona la cantidad de agua drenada de la muestra con la presión negativa a que lo ha sido. No se indica en cifras el contenido real de humedad, ya que sólo hace falta conocer la relación entre la muestra mojada rápidamente y la mojada con lentitud. Los valores absolutos no interesan.

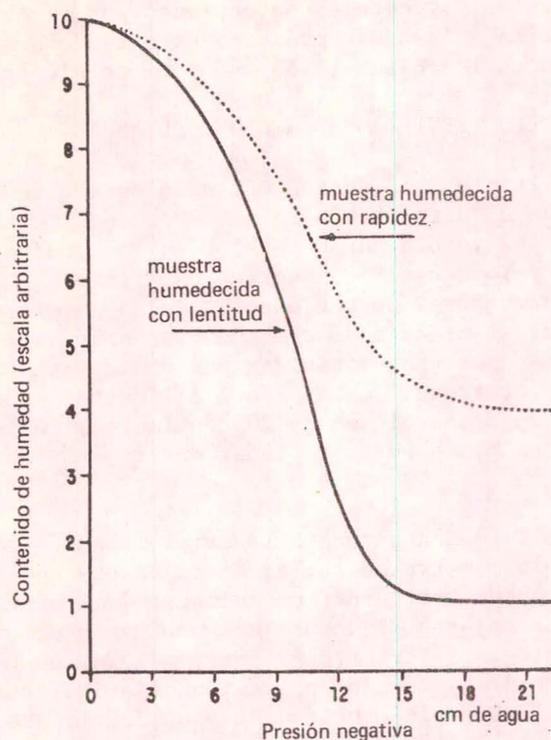


Fig. A4-5 RESULTADO TÍPICO DE UN ENSAYO DE ESTABILIDAD DEL SUELO, QUE INDICA LAS CARACTERÍSTICAS DE DESPRENDIMIENTO DE AGUA DE DOS MUESTRAS, UNA HUMEDECIDA CON RAPIDEZ Y OTRA CON LENTITUD

Si el suelo cuyos resultados aparecen en la Fig. A4-5 fuera completamente estable frente a la acción del agua, ambas curvas serían idénticas. Puede establecerse un índice de estabilidad relativa midiendo las zonas situadas por encima de las curvas (véase la Fig. A4-6) y determinando la relación entre el área delimitada por la curva de humedecimiento rápido y el área delimitada por la curva de humedecimiento lento.

Así, pues, la relación de las áreas de las zonas A y B de la Fig. A4-6 representa un índice de estabilidad relativa, siendo  $A/B = 1$  si el suelo es completamente estable frente a la acción del agua y  $A/B = 0$  si es completamente inestable.

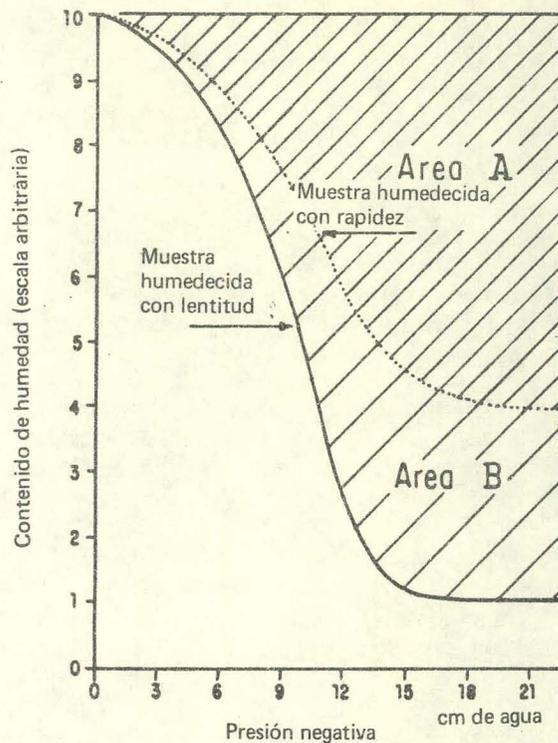


Fig. A4-6 RESULTADOS TÍPICOS DE LOS ENSAYOS DE ESTABILIDAD DEL SUELO (Véase también la Fig. A4-5). Se indican las zonas que sirven para calcular el índice de estabilidad:

$\frac{A}{B} = 1$  si el suelo es muy estable y

$\frac{A}{B} = 0$  si es completamente inestable.



LIMITACIONES DE LA UTILIZACION DE LOS TUBOS DE HORMIGON

A5.1 VENTAJAS DE LOS TUBOS DE HORMIGON

Los tubos de hormigón puede fabricarlos con baratura mano de obra no especializada, en los países que no tienen arcilla adecuada para producir drenes de barro o donde no se manufacturen tubos de plástico. Por lo tanto, son muy numerosas las circunstancias en que los tubos de hormigón resultan los más competitivos.

A5.2 DESVENTAJAS DE LOS TUBOS DE HORMIGON

Además de ciertas desventajas en común con los tubos de arcilla, entre ellas el peso, los de hormigón pueden estropearse en algunos suelos porque la humedad de éstos ataca al cemento. Tal ocurre especialmente en los suelos ácidos (bajos valores del pH) o de alto contenido de sulfatos. Los tubos de hormigón poroso (fabricados con hormigón sin partículas finas) son los que más se deterioran, pues el ataque afecta a todo el espesor de la pared. Los tubos de hormigón denso normal son menos vulnerables, ya que sólo es atacada la superficie.

A5.3 TUBOS RESISTENTES A LOS SULFATOS

Existen cementos especiales que son adecuados para su uso en diferentes suelos y que, si se utilizan como es debido, resisten al ataque de los sulfatos.

A5.4 ENSAYOS EDAFOLOGICOS

Cabe efectuar ensayos edafológicos para determinar qué tipos de tubos de hormigón son los más apropiados. Han formulado criterios al respecto el "US Soil Conservation Service" y el Ministerio de Agricultura del Reino Unido. Se transcriben a continuación los procedimientos señalados por este ministerio en su circular ADAS/ENG/74/4.

Procedimientos para la toma de muestras de suelo

Barrérese un agujero por hectárea, hasta la profundidad a que se encuentren instalados los tubos de drenaje. Si van a tenderse tubos de hormigón poroso (esto es, fabricado con cemento carente de partículas finas), la muestra de suelo extraída de cada pozo y procedente de la profundidad de los drenes se examina con un medidor del pH, de modelo sencillo para uso en el campo. Después:

- a) Deséchese el empleo de tubos de hormigón poroso si la acidez de alguna muestra es algo más que muy ligera (menos de 6,5 de pH). No es necesario en este caso enviar la muestra a que la analicen, a no ser que se precise la confirmación de la medida.
- b) Si la prueba realizada en el campo revela que todas las muestras tienen un pH igual o superior a 6,5 ha de hacerse un análisis en el laboratorio para determinar la presencia de sulfatos y adquirir la seguridad de que el hormigón poroso no va a estar expuesto a ser atacado por ellos en el suelo. Tómase de cada pozo una muestra de unos 100 gramos procedente de la profundidad de los tubos y agrúpense estas muestras por tandas de 10 para formar muestras compuestas de 1 kilogramo aproximadamente, que se remitirán al laboratorio para que las analicen.

Procedimientos analíticos (en el laboratorio)

Muestras de suelo, secadas al aire y que pasen por una criba de 2 mm.

1. Determinése el pH en una suspensión suelo/agua de 1:2.5

2. Determinése el sulfato hidrosoluble.
3. Determinése el sulfato soluble en ClH.

Interpretación de los resultados analíticos

1. pH del suelo

| pH                 | Interpretación                                                                                                          |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| de 6,5 en adelante | conviene para tubos de hormigón poroso si los ensayos determinativos de los sulfatos confirman que el suelo es adecuado |
| de 4,1 a 6,5       | conviene para tubos de hormigón hiperaluminoso o supersulfatado según normas vigentes <u>1/</u>                         |
| de 3,5 a 4,0       | conviene para tubos de hormigón supersulfatado según normas vigentes                                                    |

2. Contenido de sulfatos en el suelo

| Sulfato hidrosoluble en proporción 1:2 de suelo/agua <u>2/</u> (%S) | Sulfato soluble en ClH (%S) | Interpretación                                                                        |
|---------------------------------------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| de 0 a 0,06                                                         | de 0 a 0,08                 | conviene para tubos de hormigón poroso                                                |
| de 0,07 a 0,15                                                      | de 0,09 a 0,20              | conviene para tubos de hormigón hiperaluminoso o supersulfatado según normas vigentes |
| más de 0,15                                                         | más de 0,20                 | sólo conviene para tubos de hormigón hiperaluminoso según normas vigentes             |

Otros factores que deben tenerse en cuenta (normalmente no se requieren datos analíticos)

- a) Fajas costeras bajas, tierras expuestas a inundación por el mar y comarcas con abastecimiento de agua salobre. Estas zonas son posiblemente las de mayor peligro para los tubos de hormigón, ya que el agua del mar contiene gran cantidad de sulfato magnésico, que es más corrosivo que el sulfato cálcico. Además, el contenido de cloruro sódico aumenta la solubilidad del sulfato de calcio en estos suelos.

1/ Las normas vigentes en el Reino Unido son la BS 556 y la BS 1401

2/ El  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  (yeso) tiene una solubilidad de 0,241 g/100 ml de agua fría. Por lo tanto, el valor máximo del sulfato hidrosoluble S (si lo hay en el suelo en forma de yeso) es 0,09 por ciento de S. Un valor más alto denuncia la presencia de otros sulfatos más solubles, como el sulfato sódico, o una solubilidad del sulfato cálcico acrecentada por la presencia de cloruros, por ejemplo, cuando el terreno está inundado de agua salada.

- b) Suelos sulfurosos. Algunos terrenos pantanosos aluviales tienen un elevado pH y son ricos en sulfuros. El drenaje los transforma en muy ácidos por conversión de los sulfuros en sulfatos y, por consiguiente, en muy corrosivos del hormigón tanto por la acidez como por el contenido de sulfatos. No siempre revelan este riesgo los ensayos para determinar la acidez y el contenido de sulfatos. En estos casos, si es necesario utilizar hormigón, hay que recurrir a los tipos más resistentes.



PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS ESTADISTICO

A6.1 FINALIDAD DEL ANALISIS ESTADISTICO

El análisis estadístico tiene por finalidad facilitar la deducción de conclusiones acertadas a partir de los hechos registrados durante un experimento de drenaje. Los procesos estadísticos han de considerarse, sin duda alguna, como medios y no como fines en sí mismos. Anteriormente, se ha hecho observar el problema de las repeticiones en los experimentos de drenaje (véase la Sección 3.2) y no se yerra al afirmar que pocos de ellos son objeto de suficientes repeticiones. Téngase en cuenta que los experimentos que se describen en la presente publicación no sirven exclusivamente para explicar las pequeñas diferencias entre las distintas formas de drenaje, toda vez que, como el rendimiento de los drenes es resultado de la acción combinada de muchos factores interdependientes, sólo puede adquirirse la seguridad de que las grandes diferencias aparecerían también en otro lugar. Un resultado corriente en este tipo de experimentos es que uno o dos de los tratamientos del terreno den malos resultados y no se aprecien diferencias muy claras entre las demás: entonces se elige el tratamiento más barato de los que actúen con la misma eficacia.

Tres problemas estadísticos corrientes

- i) la elección de un solo valor para representar un parámetro necesario en los cálculos, por ejemplo, la conductividad hidráulica;
- ii) la determinación de si las diferencias entre los tratamientos son reales o se deben al azar;
- iii) lo mismo que ii), pero respecto a las diferencias entre las diversas variables.

En las secciones siguientes, que sólo contienen una explicación general de los análisis estadísticos posibles, se procura dar una orientación que valga en la mayor parte de los casos.

A6.2 PRINCIPALES TERMINOS ESTADISTICOS

Cuando se realiza una serie de observaciones, como ocurre en los experimentos de drenaje, los resultados ofrecen una diversidad de valores. Evidentemente, no podemos utilizar todos ellos y, por consiguiente, tenemos que señalar la tendencia central y el margen general de dispersión de los valores. La estadística se vale de los términos siguientes:

a) Para la tendencia central:

- Media aritmética (promedio o simplemente media), que es la suma de todos los valores dividida entre el número de éstos, o sea:  $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$ .

- Modo o valor modal, que es el valor que más se repite; por ejemplo, en la serie 3, 4, 4, 4, 5, 6, el modo es 4.

- Mediana, que es, en una serie de valores ordenados por su magnitud, un término tal que son iguales el número de los inferiores a él y el número de los superiores; así, en la serie 3, 4, 4, 4, 5, 6, 7, 7, 8, la mediana es el valor del término  $\frac{n+1}{2}$ , es decir, 5. Si el número de términos es par, por ejemplo 20, se toma la media aritmética de los valores de los términos décimo y undécimo.

- Promedio modificado, más comúnmente llamado media logarítmica, que es la suma de los logaritmos de todos los valores dividida entre el número de éstos, o sea:  $\frac{\sum \log x}{n}$ .

b) Para la gama de dispersión de los valores

- Margen de dispersión, que es el valor máximomenos el valor mínimo ( $x_{\text{máx}} - x_{\text{mín}}$ ), con referencia a  $\bar{x}$ .

- Margen intercuartilar, que es la gama de valores que contiene el 50 por ciento central de los resultados, excluidos los extremos, esto es,  $x_{75\%} - x_{25\%}$ .

- Suma de los cuadrados, que es la suma de los cuadrados de las diferencias entre los distintos valores y el promedio de ellos, o sea:

$$SS = (x_1 - \bar{x})^2 + (x_2 - \bar{x})^2 + \dots + (x_n - \bar{x})^2 = \sum (x - \bar{x})^2$$

$$\text{Asimismo: } SS = \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}$$

Esta última fórmula es más fácil de usar, sobre todo si se dispone de una calculadora electrónica.

- Variancia, que es la suma de los cuadrados dividida por el número de valores. En símbolos:

$$V = \sum \frac{(x - \bar{x})^2}{n}$$

o bien:

$$V = \frac{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}{n} = \frac{\sum x^2}{n} - \left(\frac{\sum x}{n}\right)^2$$

- Desviación típica, que es la raíz cuadrada de la variancia:

$$SD = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}} \quad \text{o sea} \quad \sqrt{\frac{\sum x^2}{n} - \frac{(\sum x)^2}{n^2}}$$

Si las muestras son de pequeño tamaño, la mejor estimación de la variancia o desviación típica se obtiene mediante la corrección de Bessels ( $\frac{n}{n-1}$ ). Así, pues, es conveniente utilizar la fórmula siguiente para la desviación típica:

$$SD = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad \text{o sea} \quad \sqrt{\frac{\sum x^2}{n - 1} - \left(\frac{\sum x}{n - 1}\right)^2}$$

Si n es grande, el efecto es insignificante.

- Error típico de estimación, que es la desviación típica dividida por la raíz cuadrada del tamaño de la muestra:

$$SE = \frac{SD}{\sqrt{n}}$$

- Grados de libertad, que son el número de variables que pueden modificarse sin repercusión en el resultado global; generalmente son (n - 1). Por lo tanto, si los resultados son 20, hay 19 grados de libertad. Sin embargo, si se comparan dos grupos de 20 resultados cada uno, se pierden dos grados y el resultado global tiene 38 grados de libertad.

### A6.3 ELECCION DE UN SOLO VALOR

La conductividad hidráulica es un buen ejemplo porque es completamente normal que los resultados de los distintos ensayos del mismo campo varíen incluso de un valor x hasta 10x y, no obstante, haya que elegir un solo valor para las operaciones de cálculo ulteriores. Una serie típica de resultados puede ser:

|   |   |      |            |
|---|---|------|------------|
| K | = | 0,03 | metros/día |
| K | = | 0,25 | ''         |
| K | = | 0,40 | ''         |
| K | = | 0,50 | ''         |
| K | = | 0,55 | ''         |
| K | = | 0,95 | ''         |
| K | = | 2,10 | ''         |

No se aconseja una regla general que tome la media aritmética simple, ya que los valores de muchos fenómenos naturales, entre ellos la conductividad hidráulica, no están distribuidos normalmente, sino que tienden a una distribución logarítmico-normal <sup>1/</sup>. Quiere decir esto que los logaritmos de los números presentan una distribución normal  $\bar{y}$ , por consiguiente, puede tomarse la media de ellos. Por ejemplo:

|                  |   |      |                   |   |                 |
|------------------|---|------|-------------------|---|-----------------|
| K                | = | 0,03 | log K             | = | - 1,5228        |
| K                | = | 0,25 |                   | = | - 0,6020        |
| K                | = | 0,40 |                   | = | - 0,3979        |
| K                | = | 0,50 |                   | = | - 0,3010        |
| K                | = | 0,55 |                   | = | - 0,2596        |
| K                | = | 0,95 |                   | = | - 0,0229        |
| K                | = | 2,10 |                   | = | <u>+ 0,3223</u> |
| Media aritmética | = | 0,68 | media logarítmica | = | - 0,3948        |
|                  |   |      | media             | = | 0,4029          |

Un procedimiento mucho más sencillo consiste en tomar el valor de la mediana, igual a 0,5 en nuestro ejemplo. Las ventajas de la mediana son:

- a) se halla enseguida por simple inspección;
- b) representa un valor real obtenido en el campo;
- c) es un valor no influido por los resultados anormales, posiblemente erróneos, en los extremos (verbigracia, ¿son consecuencia de errores los valores K = 0,03 y K = 2,10 ?
- d) si la distribución es normal, el valor modal de la mediana y la media aritmética son iguales.

Conviene trasladar los resultados a un gráfico porque esto ayuda a descubrir cuáles son los valores dudosos. La Fig. A6-1 indica los valores de K en papel probabilístico normal. Una recta denota la distribución normal y permite determinar con facilidad la media y la desviación típica, como se explica más adelante. La Fig. A6-1 revela que los datos dados no están distribuidos normalmente.

<sup>1/</sup> Una distribución normal da una curva acampanada si los valores se representan en función de la frecuencia de su aparición y si aquella es simétrica con respecto a la media. La distribución normal queda completamente determinada por los dos parámetros: la media y la desviación típica.

Cuadro A6-1 VALORES DE LA RESISTENCIA DE ENTRADA  
POR ORDEN DE RANGO

| Rango | Resistencia (días/metro)   | Rango | Resistencia (días/metro) |
|-------|----------------------------|-------|--------------------------|
| 1     | 0,29                       | 20    | 1,26                     |
| 2     | 0,47                       | 20    | 1,26                     |
| 3     | 0,63                       | 22    | 1,28                     |
| 4     | 0,64                       | 22    | 1,28                     |
| 5     | 0,68                       | 24    | 1,30                     |
| 6     | 0,69                       | 25    | 1,31                     |
| 6     | 0,69                       | 26    | 1,39                     |
| 8     | 0,73                       | 27    | 1,51                     |
| 9     | 0,83                       | 28    | 1,52                     |
| 9     | 0,83                       | 29    | 1,56                     |
| 11    | 0,86                       | 30    | 1,67                     |
| 12    | 0,88                       | 31    | 1,96                     |
| 13    | 0,93                       | 32    | 2,08                     |
| 14    | 1,02                       | 33    | 2,19                     |
| 15    | 1,04                       | 34    | 2,20                     |
| 15    | 1,04                       | 35    | 2,58                     |
| 15    | 1,04                       | 36    | 3,89                     |
| 18    | 1,16                       | 37    | 4,13                     |
| 19    | 1,18 = valor de la mediana |       |                          |

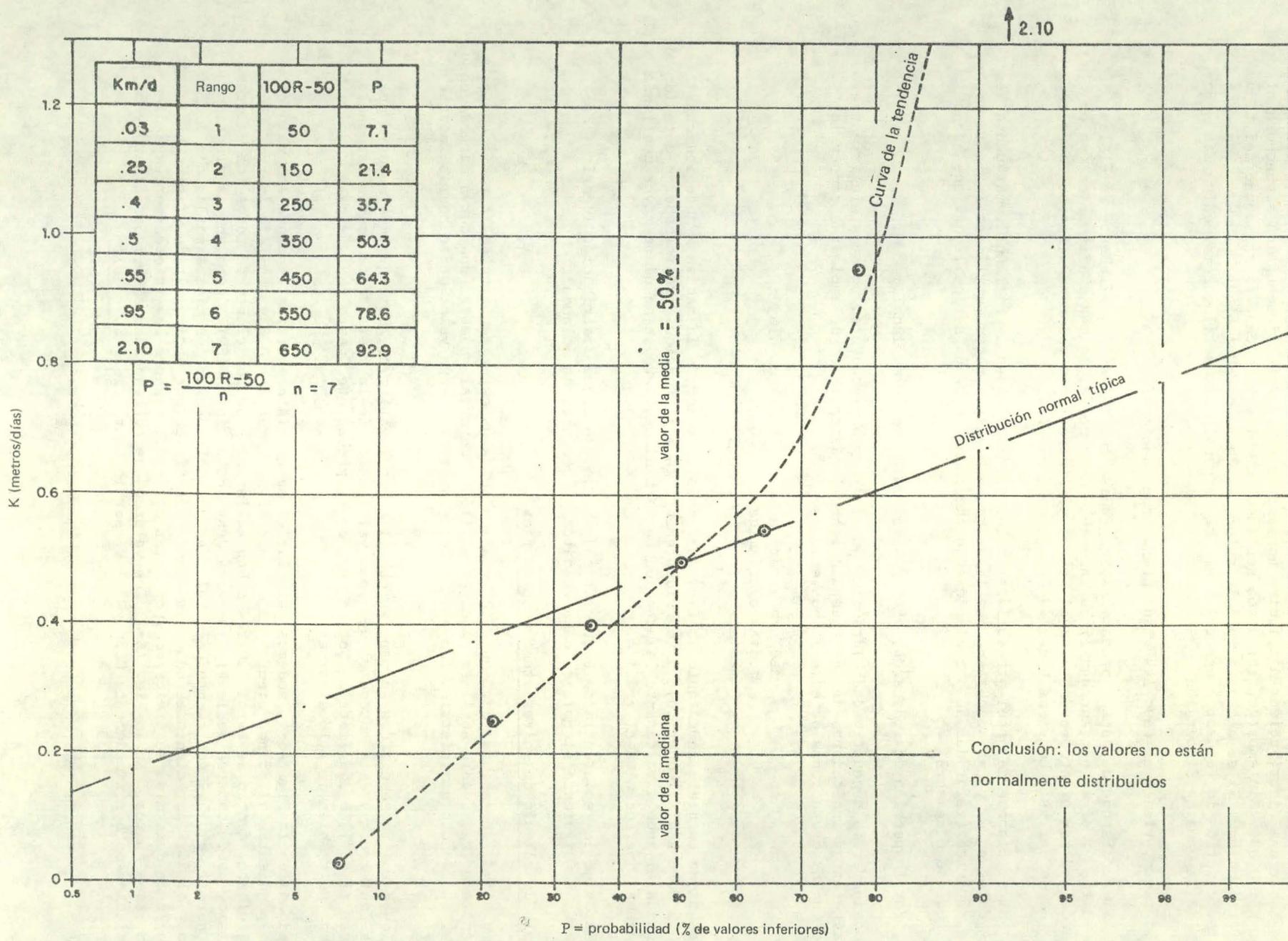


Fig. A6-1 DATOS DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA REPRESENTADOS EN PAPEL PROBABILISTICO NORMAL

La Fig. A6-2 muestra los mismos datos en papel probabilístico logarítmico y sugiere que puede haber una distribución logarítmico-normal, especialmente si se estima sospechoso el valor  $K = 0,03$ . Sin embargo, los datos son insuficientes y no cabe fiarse mucho del tipo de distribución. Si se necesita un solo valor, es de recomendar el de la mediana como mejor indicador de la tendencia central y el del margen intercuartilar como medida más apropiada de la gama de dispersión.

Por lo tanto, vienen al caso las siguientes recomendaciones:

1. Si se dispone de papel probabilístico (véase la Fig. A6-1), márchense en él los datos y, si se obtiene una línea razonablemente recta, la media aritmética (valor del 50 por ciento en dicho papel) puede utilizarse como valor característico único. De no ser así, conviene hacer lo que se dice en 2.
2. Si se dispone de papel probabilístico logarítmico (véase la Fig. A6-2, márchense los datos en él y, si se obtiene una línea razonablemente recta, utilícese la media logarítmica (valor del 50 por ciento en dicho papel). De no ser así, conviene hacer lo que se dice en 3.
3. Por inspección de los datos, obténgase el valor de la mediana.

Al considerar la conductividad hidráulica en el ejemplo precedente, podemos elegir entre los siguientes indicadores de la tendencia central susceptibles de emplearse como valor único en las operaciones de cálculo posteriores.

|                   |   |      |            |
|-------------------|---|------|------------|
| media aritmética  | = | 0,68 | metros/día |
| media logarítmica | = | 0,40 | ''         |
| mediana           | = | 0,50 | ''         |

En resumidas cuentas, como tanto la Fig. A6-2 como el valor de la mediana dado indican  $K = 0,5$  metros/día, constituye éste evidentemente la mejor opción. Podía haberse obtenido enseguida fijando directamente la atención en la mediana, pero se adquiere mayor confianza si, además, se consulta el gráfico.

Los datos de la resistencia de entrada tienden asimismo a una distribución logarítmico-normal. El siguiente ejemplo se basa en datos procedentes de Holanda.

#### Ejemplo de cálculo de la resistencia de entrada

La Fig. A6-3, que es una representación gráfica de datos experimentales de la resistencia de entrada ( $r_e$ , Cuadro A6-1) en papel probabilístico normal, muestra una curva marcadamente curva, que denota una distribución asimétrica y sugiere que un valor medio podría inducir a error.

Con los datos representados en papel probabilístico logarítmico, la Fig. A6-4 muestra una línea casi recta y da a entender que, como valor único de la resistencia, sería razonable aceptar el de 1,18 días/metro. Nótese que, en el precedente Cuadro A6-1, el valor de la mediana es también de 1,18 días/metro.

Basándonos en la Fig. A6-4, podemos calcular el margen intercuartilar tomando los valores correspondientes al 25 por ciento y al 75 por ciento, que son 0,8 y 1,55 días/metro. Por consiguiente, dentro de estos límites deben hallarse el 50 por ciento de todos los valores. Asimismo, puede tomarse de la Fig. A6-4 la desviación típica (SD). Como en una distribución normal, el 15,9 por ciento del valor es una sola desviación típica por debajo de la media y el 84,1 por ciento es una sola desviación típica por encima, la desviación típica media puede determinarse dividiendo por 2 las diferencias entre los valores correspondientes a estos puntos. En la Fig. A6-4, los valores que corresponden a 15,9 por ciento y 84,1 por ciento son aproximadamente 0,70 y 2,1 y, por lo tanto  $SD = \frac{2,1 - 0,7}{2} = 0,70$ .

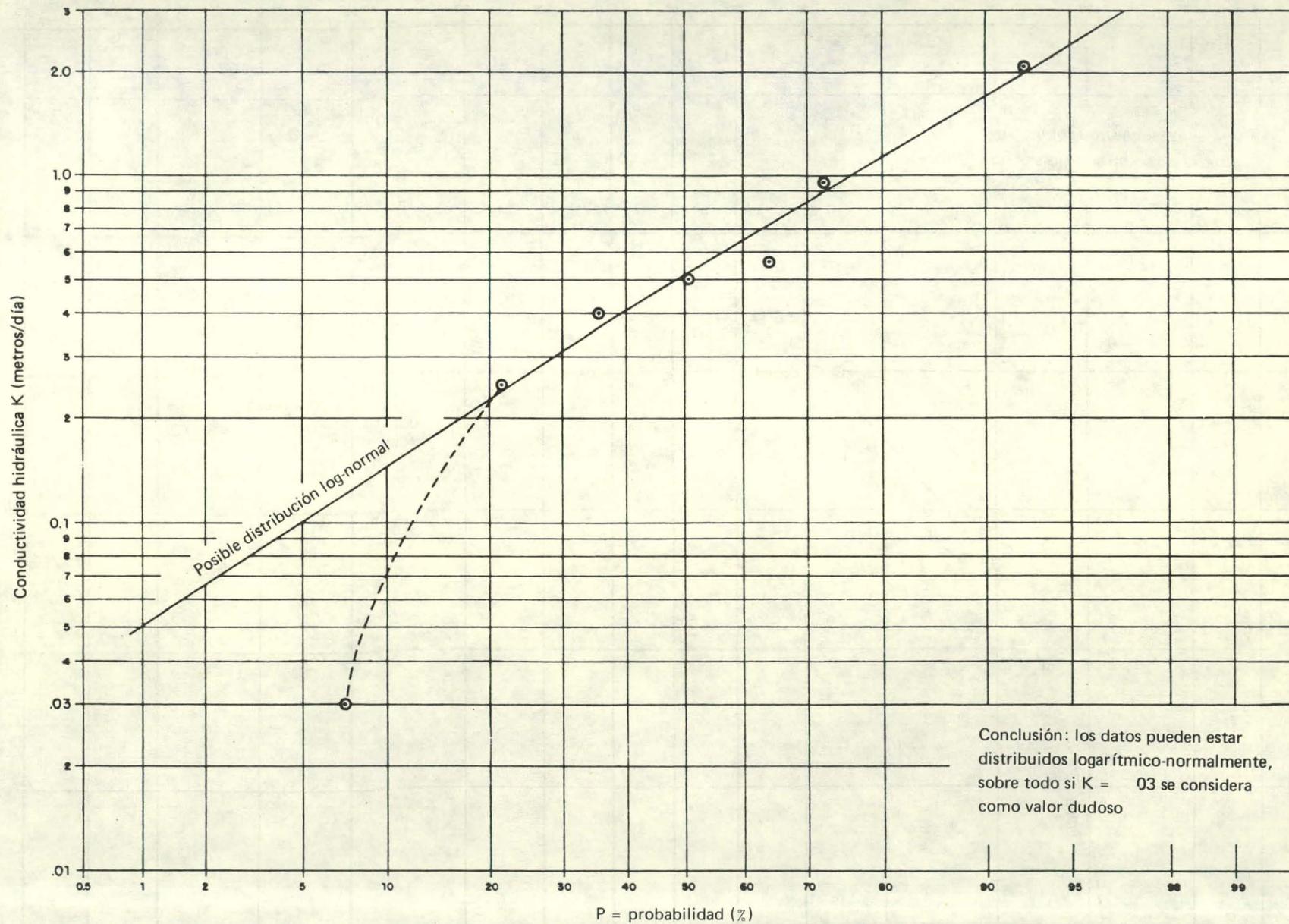


Fig. A6-2 DATOS DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA, REPRESENTADOS EN PAPEL PROBABILISTICO LOGARITMICO

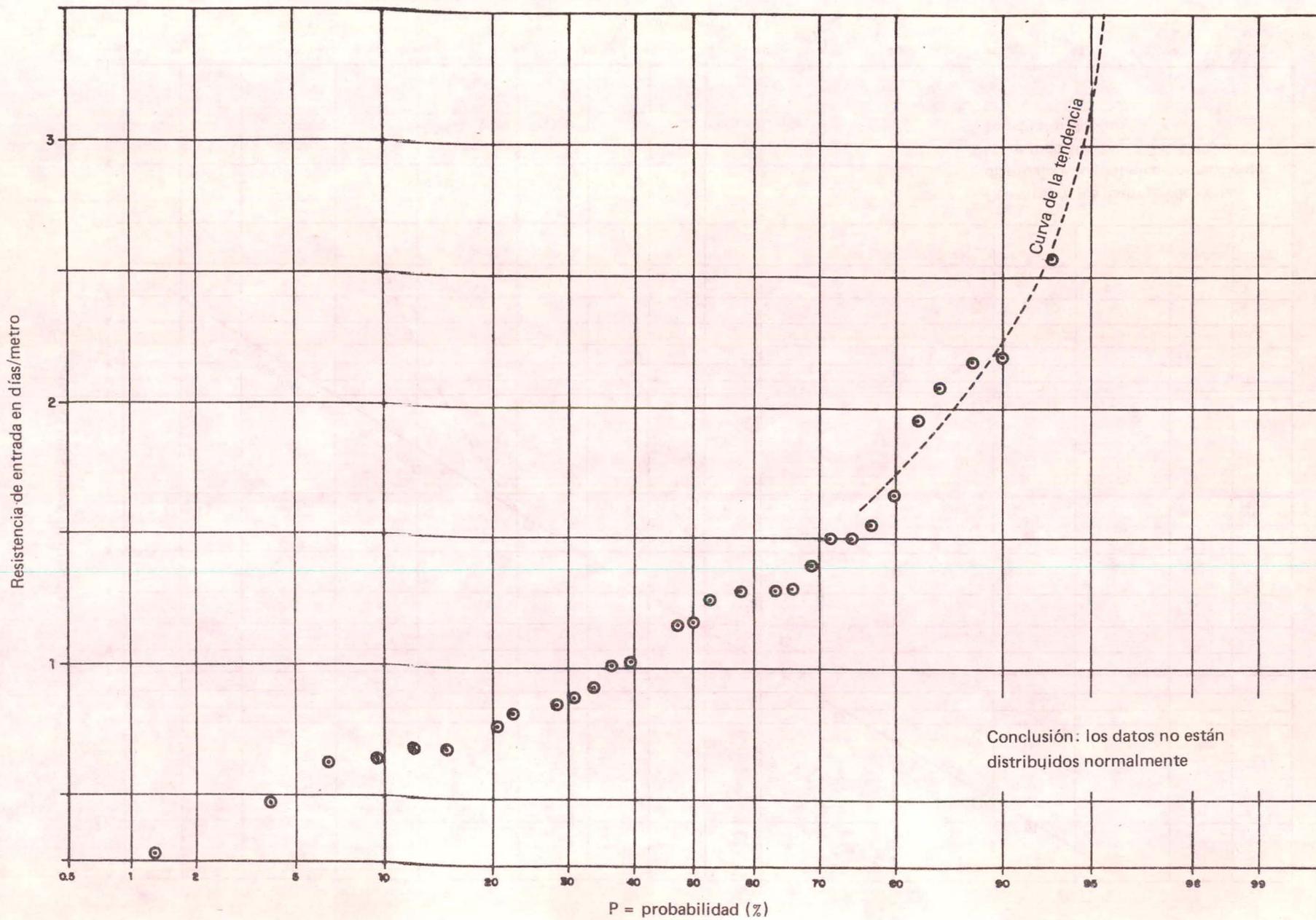


Fig. A6-3 DATOS DE LA RESISTENCIA DE ENTRADA, REPRESENTADOS EN PAPEL PROBABILISTICO NORMAL

Resistencia de entrada en metros/día

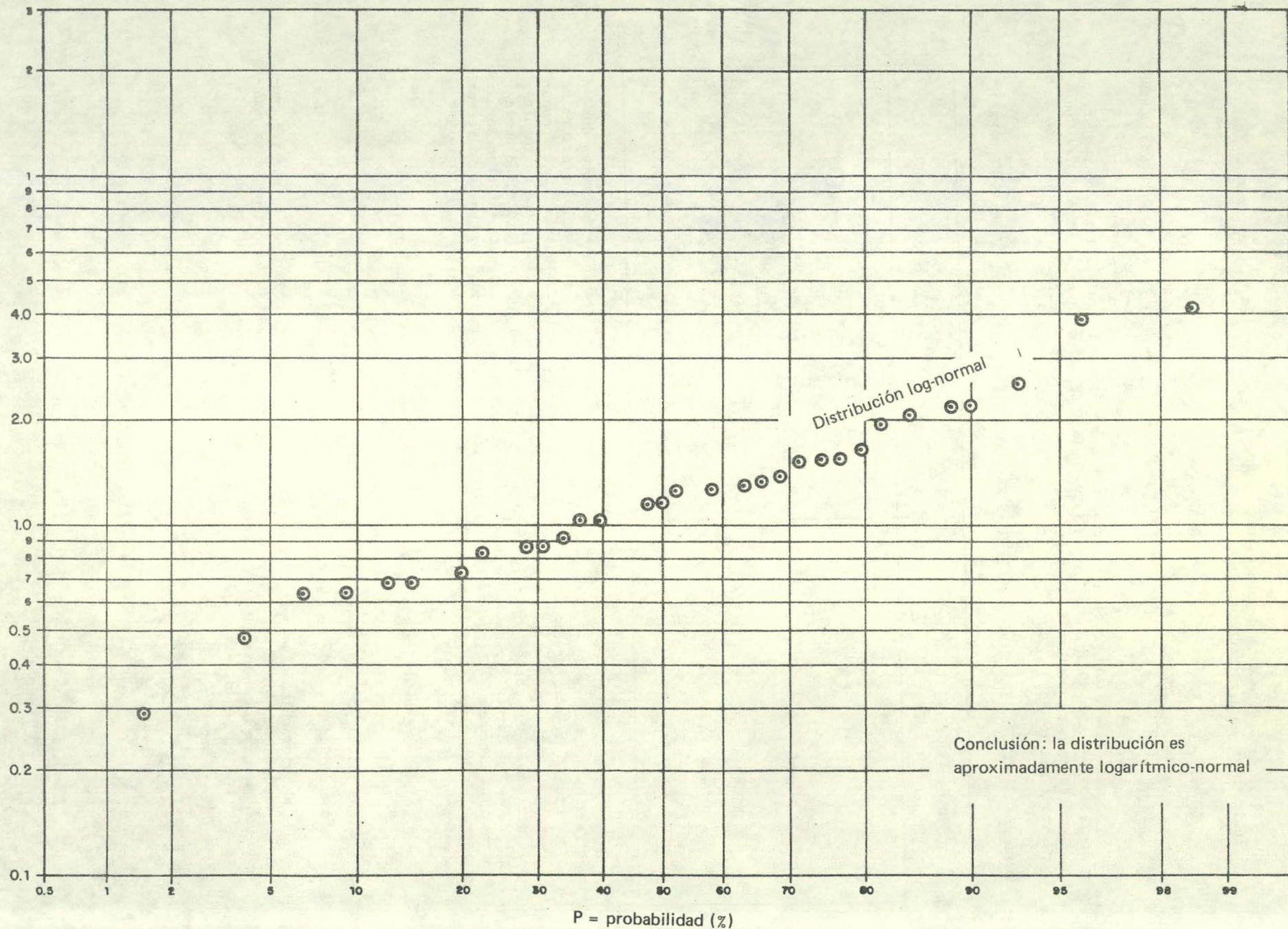


Fig. A6-4 DATOS DE LA RESISTENCIA DE ENTRADA, REPRESENTADOS EN PAPEL PROBABILISTICO LOGARITMICO

Se incurre en alguna pérdida de exactitud, ya que la distribución sólo aproximadamente es logarítmico-normal, pero podemos establecer que:

$$\text{resistencia} = 1,18 \pm 0,7 \text{ días/metro}$$

A6.4 COMO SE COMPROBABA SI LAS DIFERENCIAS ENTRE DOS RESULTADOS SON REALES O PUEDEN DEBERSE AL AZAR

Como ejemplo típico, puede mencionarse una serie de alturas del nivel freático registradas con dos tipos de tubos de drenaje cuando la velocidad de descarga es la misma. Tres puestos de medida en dos tuberías de cada tipo proporcionan seis resultados por tipo, que se indican a continuación.

Cuadro A6-2 ALTURAS DEL NIVEL FREÁTICO EN RELACION CON DOS TIPOS DE TUBERIAS DE DRENAJE

| Tubos del tipo 1<br>(cm)  | Tubos del tipo 2<br>(cm)  |
|---------------------------|---------------------------|
| 13                        | 17                        |
| 16                        | 19                        |
| 16                        | 20                        |
| 17                        | 27                        |
| 19                        | 27                        |
| 20                        | 32                        |
| —                         | —                         |
| Total 101                 | Total 142                 |
| —                         | —                         |
| $\bar{x} = 101/6 = 16,83$ | $\bar{x} = 142/6 = 23,66$ |

Los ensayos para saber si puede mirarse con cierta confianza el que sean diferentes dos (o más) series de resultados -los obtenidos con los tipos 1 y 2 en el ejemplo anterior- se basan en suponer que son muestras distintas de una misma población, mientras no se demuestre que esto es muy improbable. El ensayo se hace calculando, para cada grupo de resultados, la media y la desviación típica y comparando estos valores con una estimación de la media y de la desviación típica de una población conjunta de la cual pudiesen proceder ambos datos. La denominada "prueba de t" indica luego la probabilidad de que las diferencias entre los dos grupos sean fruto de mero azar. La terminología difiere, pero lo que sigue es común:

- 1 probabilidad por 10 debida al azar: diferencias casi sin importancia;
- 1 probabilidad por 20 debida al azar: probablemente importantes;
- 1 probabilidad por 100 debida al azar: importantes;
- 1 probabilidad por 1000 debida al azar: muy importante.

Así, según que el resultado sea más o menos significativo, podemos resolver si nuestra conclusión tiene 1 probabilidad por 10 de ser errónea o sólo 1 por 1000. En rigor, esta prueba se aplica únicamente a los datos distribuidos normalmente, pero las elevaciones del nivel freático suelen tener esta distribución, como puede verse en la Fig. A6-5.

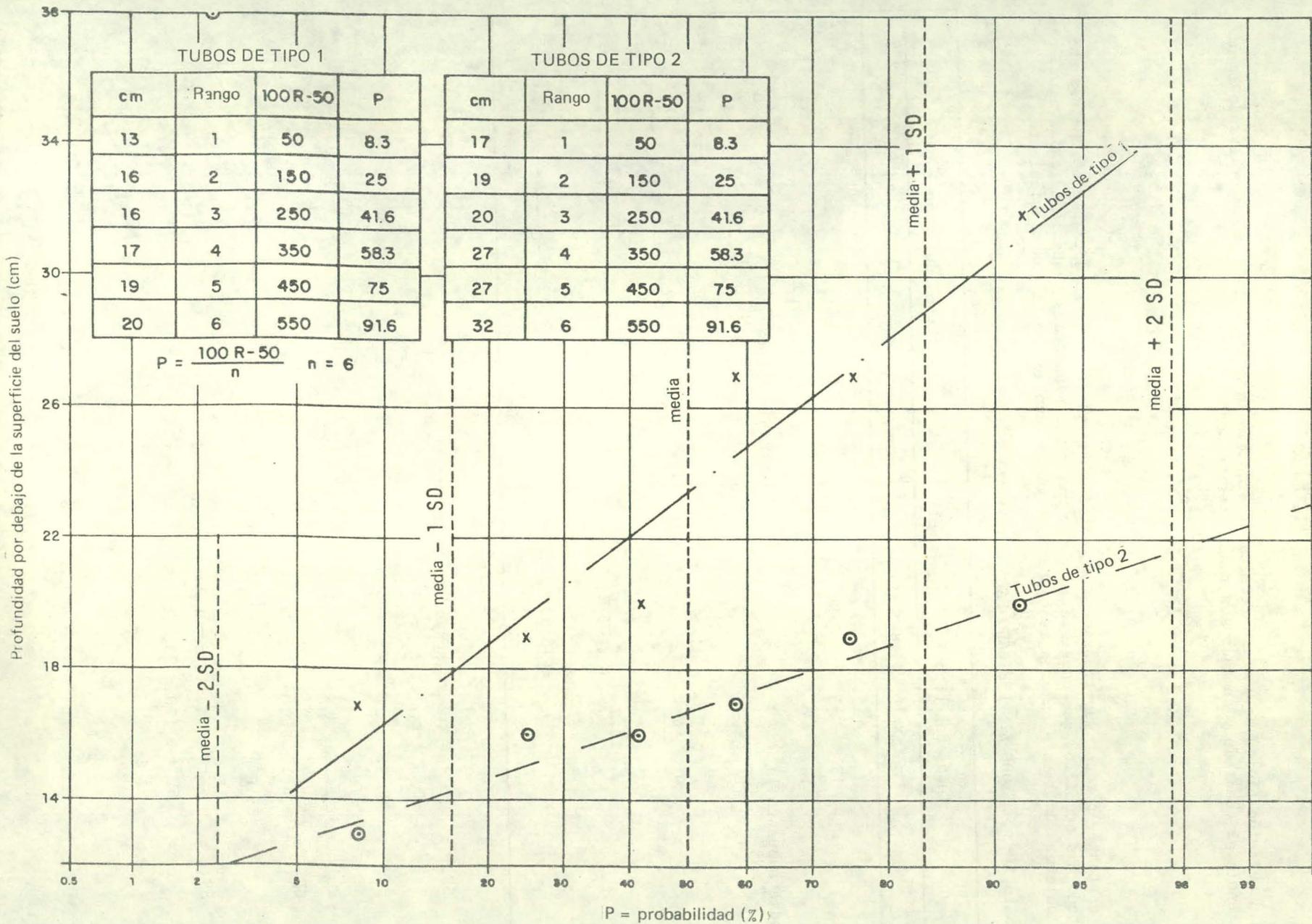


Fig. A6-5 DATOS DEL NIVEL FREATICO, REPRESENTADOS EN PAPEL PROBABILISTICO NORMAL

Ejemplo de cálculo de las diferencias entre los tipos de tubo 1 y 2

Las medias son       $\frac{\text{tipo 1}}{16,83}$                        $\frac{\text{tipo 2}}{23,66}$

La desviación típica se puede determinar restándole la media a cada valor, elevando la diferencia al cuadrado y sumando los resultados, o sea:

$$(13 - 16,83)^2 = -3,83^2 = 14,669$$

$$(16 - 16,83)^2 = -0,83^2 = 0,689 \quad \text{etc.}$$

No obstante, por ser muy trabajosa la realización mental de estas operaciones, se usa un método más sencillo, que consiste en tomar una media supuesta y restarla de cada valor, para obtener fácilmente números manejables, según se explica en el cuadro siguiente.

Cuadro A6-3 METODO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAR LA DESVIACION TIPICA

| Tubos del tipo 1                     |               |                       | Tubos del tipo 2                      |               |                       |
|--------------------------------------|---------------|-----------------------|---------------------------------------|---------------|-----------------------|
| x                                    | x-16          | (x - 16) <sup>2</sup> | x                                     | x - 20        | (x - 20) <sup>2</sup> |
| 13                                   | -3            | 9                     | 17                                    | -3            | 9                     |
| 16                                   | 0             | 0                     | 19                                    | -1            | 1                     |
| Media supuesta <u>16</u>             | 0             | 0                     | Media supuesta <u>20</u>              | 0             | 0                     |
| 17                                   | +1            | 1                     | 27                                    | +7            | 49                    |
| 19                                   | +3            | 9                     | 27                                    | +7            | 49                    |
| 20                                   | +4            | 16                    | 32                                    | +12           | 144                   |
|                                      | +5            | 35                    |                                       | +22           | 252                   |
|                                      | <u>      </u> | <u>      </u>         |                                       | <u>      </u> | <u>      </u>         |
| $\bar{x} = 16 + \frac{5}{6} = 16,83$ |               |                       | $\bar{x} = 20 + \frac{22}{6} = 23,66$ |               |                       |

$$\begin{aligned} SS_1 &= 35 + 6 (\text{media supuesta} - \text{media real})^2 \\ &= 35 + 6 (16 - 16,83)^2 \\ &= 30,92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SD_1 &= \sqrt{\frac{30,92}{n-1}} \\ &= 2,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SS_2 &= 252 + 6 (\text{media supuesta} - \text{media real})^2 \\ &= 252 + 6 (20 - 23,66)^2 \\ &= 171,66 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}SD_2 &= \sqrt{\frac{171,66}{n-1}} \\ &= 5,9\end{aligned}$$

Obsérvese que, en vez de hacer las operaciones indicadas en la Sección A6.3, cabe buscar las medias y las desviaciones típicas en la Fig. A6-5, si bien a costa de alguna pérdida de exactitud.

Para verificar si ambos juegos de resultados podían haberse obtenido de la misma población, hemos de estimar ahora la desviación típica de la población o desviación típica combinada.

Datos básicos:

|             |   |       |           |   |        |
|-------------|---|-------|-----------|---|--------|
| $\bar{x}_1$ | = | 16,83 | $\bar{x}$ | = | 23,66  |
| $n_1$       | = | 6     | $n_2$     | = | 6      |
| $SS_1$      | = | 30,92 | $SS_2$    | = | 171,66 |
| $SD_1$      | = | 2,5   | $SD_2$    | = | 5,9    |

$$\begin{aligned}\text{Desviación típica combinada} &= \sqrt{\frac{SS_1 + SS_2}{n_1 + n_2 - 2}} = \sqrt{\frac{30,92 + 171,66}{10}} \\ &= 4,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Error típico} &= \text{SD combinada} \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}} = 4,5 \sqrt{\frac{1}{6} + \frac{1}{6}} \\ &= 2,54\end{aligned}$$

Para la prueba de t, el valor de este término viene dado por

$$\begin{aligned}t &= \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{SE} = \frac{16,83 - 23,66}{2,54} \\ &= | 2.68 | \end{aligned}$$

A fin de evaluar si esto denuncia una diferencia importante, hemos de consultar un cuadro de los valores de t correspondientes a los diversos grados de libertad y niveles de importancia (véase al efecto el Cuadro A6-4).



Cuadro A6-4

DISTRIBUCION DE t

| Nº de grados de libertad | Probabilidad                           |                           |                                |
|--------------------------|----------------------------------------|---------------------------|--------------------------------|
|                          | 1 por 20<br>(probablemente importante) | 1 por 100<br>(importante) | 1 por 1000<br>(muy importante) |
| 2                        | 4,3                                    | 1,0                       | -                              |
| 3                        | 3,2                                    | 5,7                       | -                              |
| 4                        | 2,8                                    | 4,6                       | 9                              |
| 5                        | 2,6                                    | 4,0                       | 6,8                            |
| 6                        | 2,5                                    | 3,7                       | 6,0                            |
| 7                        | 2,4                                    | 3,5                       | 5,4                            |
| 8                        | 2,3                                    | 3,4                       | 5,0                            |
| 9                        | 2,3                                    | 3,2                       | 4,7                            |
| 10                       | 2,2                                    | 3,1                       | 4,6                            |
| 100                      | 1,9                                    | 2,6                       | 3,5                            |

Como tenemos para t un valor de 2,68, podemos llegar a la conclusión de que, dado que hay 10 grados de libertad (12 - 2), las diferencias son probablemente importantes (t = 2,2 implica una probabilidad por 20 de que esta diferencia sea por mero azar)

Con el fin de ilustrar el efecto de emplear un tamaño de muestra mucho mayor, conviene examinar un ejemplo de cálculo en que se comparan dos muestras de 50 valores cada uno.

Ejemplo de cálculo de los niveles freáticos (n = 50)

Los datos figuran, ordenados de menor a mayor, en el Cuadro A6-5.

Cuadro A6-5 ELEVACIONES DE NIVEL FREATICO, POR ORDEN DE MAGNITUD

| Tubos del tipo A |       |      |       | Tubos del tipo B |       |      |       |
|------------------|-------|------|-------|------------------|-------|------|-------|
| cm               | rango | cm   | rango | cm               | rango | cm   | rango |
| 22,2             | 1     | 37,0 | 26    | 14,4             | 1     | 31,4 | 26    |
| 23,8             | 2     | 37,4 | 27    | 18,7             | 2     | 31,5 | 27    |
| 25,4             | 3     | 37,7 | 28    | 20,0             | 3     | 31,7 | 28    |
| 26,7             | 4     | 38,1 | 29    | 22,1             | 4     | 32,1 | 29    |
| 29,2             | 5     | 38,2 | 30    | 23,1             | 5     | 32,4 | 30    |
| 29,5             | 6     | 38,4 | 31    | 23,5             | 6     | 32,5 | 31    |
| 29,6             | 7     | 39,1 | 32    | 24,5             | 7     | 32,6 | 32    |
| 29,9             | 8     | 39,3 | 33    | 25,6             | 8     | 32,8 | 33    |
| 30,4             | 9     | 40,2 | 34    | 25,7             | 9     | 34,1 | 34    |
| 30,9             | 10    | 40,2 | 34    | 25,8             | 10    | 34,3 | 35    |
| 31,7             | 11    | 40,3 | 36    | 26,2             | 11    | 34,6 | 36    |
| 32,6             | 12    | 40,6 | 37    | 27,8             | 12    | 34,7 | 37    |
| 32,7             | 13    | 41,0 | 38    | 27,8             | 12    | 34,7 | 37    |
| 32,8             | 14    | 41,6 | 39    | 28,1             | 14    | 35,5 | 39    |
| 32,9             | 15    | 42,2 | 40    | 28,5             | 15    | 35,5 | 39    |
| 33,7             | 16    | 42,4 | 41    | 28,5             | 15    | 36,3 | 41    |
| 33,7             | 16    | 43,0 | 42    | 28,6             | 17    | 39,8 | 42    |
| 34,3             | 18    | 43,8 | 43    | 29,4             | 18    | 40,1 | 43    |
| 34,7             | 19    | 44,4 | 44    | 29,6             | 19    | 42,2 | 44    |
| 35,0             | 20    | 45,2 | 45    | 29,6             | 19    | 42,9 | 45    |
| 35,1             | 21    | 45,8 | 46    | 30,0             | 21    | 43,4 | 46    |
| 35,6             | 22    | 46,4 | 47    | 30,3             | 22    | 43,9 | 47    |
| 35,7             | 23    | 48,5 | 48    | 30,4             | 23    | 44,6 | 48    |
| 36,2             | 24    | 53,7 | 49    | 30,7             | 24    | 46,3 | 49    |
| 36,4             | 25    | 59,8 | 50    | 31,0             | 25    | 47,7 | 50    |

Estos datos están tomados de la Fig. A6-6 y se nota inmediatamente que los tamaños de muestra mayores se traducen en una presentación gráfica más precisa. Son valores próximos a los de una distribución normal y podemos proceder con confianza a la prueba de t.

La media y las desviaciones típicas pueden calcularse mediante las fórmulas

$$SS = \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}$$

$$SD = \sqrt{\frac{SS}{n-1}}$$

o tomarse de la Fig. A6-6, según se prefiera. Cualquiera de estos dos procedimientos debe dar valores próximos a:

|             |   |         |             |   |         |
|-------------|---|---------|-------------|---|---------|
| $\bar{x}_A$ | = | 37,10   | $\bar{x}_B$ | = | 31,75   |
| $n_A$       | = | 50      | $n_B$       | = | 50      |
| $SS_A$      | = | 2537,14 | $SS_B$      | = | 2509,71 |
| $SD_A$      | = | 7,195   | $SD_B$      | = | 7,156   |

Realizando un ensayo de t, se obtiene:

$$SD \text{ combinada} = \sqrt{\frac{2537,14 + 2509,71}{50 + 50 - 2}} = 7,176$$

$$SE = 7,176 \sqrt{\frac{1}{50} + \frac{1}{50}} = 1,43$$

$$t = \frac{\bar{x}_A - \bar{x}_B}{SE} = \frac{37,10 - 31,75}{1,43}$$

$$t = 3,74$$

En el Cuadro A6.4 vemos que, a 98 grados de libertad (por razones de orden práctico, miramos el renglón de 100), le corresponde un valor  $t = 3,74$ , lo que denota una diferencia muy importante.

Es interesante comparar este ejemplo con el inserto anteriormente y observar el efecto del tamaño de la muestra. En el primer caso, teníamos una diferencia de 40 por ciento entre las medias, pero sólo una muestra de 6 y un resultado que contaba con 1 probabilidad por 20 de ser errónea. En el segundo, la diferencia entre las medias es sólo 16 por ciento, pero por ser 50 el tamaño de la muestra, podemos afirmar con bastante certeza que los resultados expresan diferencias reales. Nuestra posibilidad de incurrir en error es inferior al 1 por 1000.

#### A6.5 EVALUACION DEL GRADO DE CONFIANZA - ANALISIS DE VARIANCIA

En un experimento más complejo, los resultados de los métodos pueden ensayarse dos a dos, lo mismo que en las pruebas sencillas descritas en los párrafos anteriores; pero sería muy laborioso hacerlo. Lo usual es utilizar una técnica llamada "análisis de variancia". El principio que sirve de base a esta técnica consiste en comparar la variancia de los distintos factores con el promedio del conjunto del experimento. Si no hay diferencias

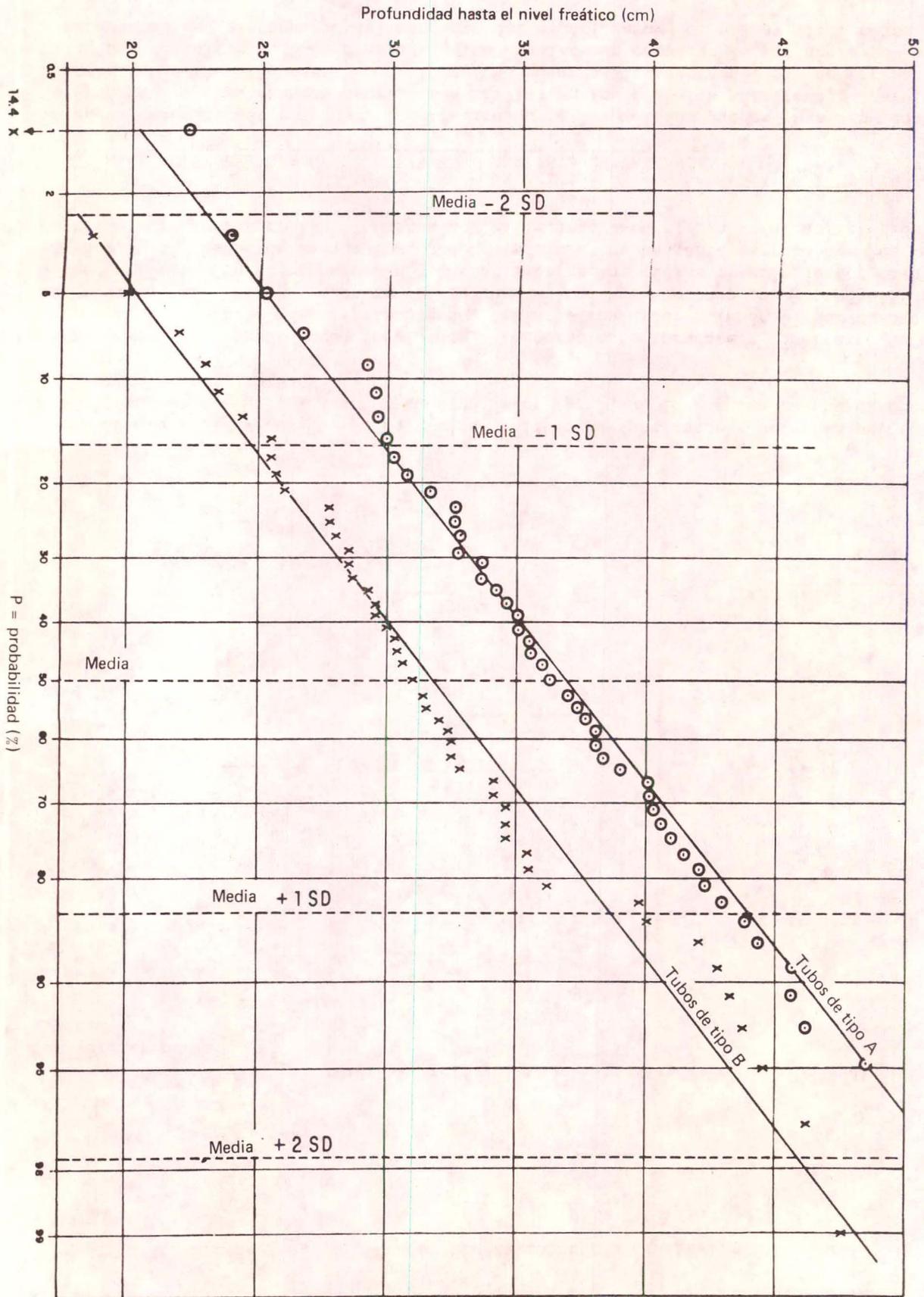


Fig. A6-6 DATOS DEL NIVEL FREÁTICO, EN PAPEL PROBABILÍSTICO NORMAL

sistemáticas, ambas estimaciones son de una misma cosa y difieren poco. Se dispone de cuadros para evaluar la importancia de las diferencias.

Los cálculos del análisis de variancia son algo trabajosos y hoy la mayor parte de los problemas se resuelven con el empleo de una calculadora electrónica, pero para que nuestra explicación sea más completa vamos a presentar un ejemplo de tales operaciones.

La realización del análisis de variancia se ilustra con un problema sencillo referente a las alturas del nivel freático. En este primer ejemplo, se muestran fáciles operaciones de cálculo mental.

Ejemplo de cálculo de análisis de variancia

Se trata de un experimento acerca de tres tipos diferentes de drenaje, con contorno y si él, lo que supone seis casos distintos. No hay repeticiones. Los resultados expresan las alturas del nivel freático sobre el tubo de drenaje en ciertas condiciones concretas y fueron éstos:

Cuadro A6-6 ALTURA DEL NIVEL FREATICO SOBRE LOS TUBOS DE DRENAJE (cm)

|                  | Con contorno | Sin contorno |
|------------------|--------------|--------------|
| Tubos del tipo 1 | 8            | 14           |
| Tubos del tipo 2 | 10           | 14           |
| Tubos del tipo 3 | 18           | 20           |

La primera operación es obtener los valores medios que corresponden a cada tipo de tubo, con contorno y sin él, y la media general. Las operaciones sucesivas sirven para verificar la hipótesis de que no existen diferencias reales entre los valores, sino que son simplemente distintas estimaciones de diversas muestras tomadas de una misma población. Interesa poner estos valores en forma tabular (Cuadro A6-7).

Cuadro A6-7 ALTURA DEL NIVEL FREATICO SOBRE LOS TUBOS DE DRENAJE (cm)

|                  | Con contorno | Sin contorno | Suma | Media |
|------------------|--------------|--------------|------|-------|
| Tubos del tipo 1 | 8            | 14           | 22   | 11    |
| Tubos del tipo 2 | 10           | 14           | 24   | 12    |
| Tubos del tipo 3 | 18           | 20           | 38   | 19    |
| Suma             | 36           | 48           | 84   | 42    |
| Media            | 12           | 16           | 28   | 14    |

La media general es 14 y las medias de cada caso son las que figuran en los renglones y columnas del cuadro anterior.

Para reducir el número de operaciones de cálculo, se debe restar a todos los valores una constante: la media 14 en este ejemplo. El Cuadro A6-8 contiene los resultados.

Cuadro A6-8 METODO SIMPLIFICADO DE CALCULO DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS

|                  | Con contorno | Sin contorno | Suma | Media |
|------------------|--------------|--------------|------|-------|
| Tubos del tipo 1 | -6           | 0            | -6   | -3    |
| Tubos del tipo 2 | -4           | 0            | -4   | -2    |
| Tubos del tipo 3 | +4           | +6           | +10  | +5    |
| Suma             | -6           | +6           | 0    |       |
| Media            | -2           | +2           |      | 0     |

La suma general de los cuadrados es:

$$SS_0 = (-6)^2 + (-4)^2 + (+4)^2 + (0)^2 + (0)^2 + (+6)^2$$
$$SS_0 = 36 + 16 + 16 + 0 + 0 + 36 = 104$$

Esta suma general de los cuadrados tiene  $6(6-1)$  grados de libertad. Pasemos ahora a examinar la suma de los cuadrados en relación con los tipos de tubos de drenaje. Podemos hacerlo de diversas maneras:

a) Utilizando los datos modificados del Cuadro A6-8

1. Sumando los cuadrados de las sumas de los resultados de cada tipo de tubo y dividiendo por el número de los resultados computados en cada caso:

$$SS_d = [ (-6)^2 + (-4)^2 + (10)^2 ] \div 2$$
$$= [ 36 + 16 + 100 ] \div 2 = 76$$

2. Sumando los cuadrados de los valores medios correspondientes a cada tipo de tubo y multiplicando por el número de los resultados computados en cada caso.

$$SS_d = (-3)^2 + (-2)^2 + (5)^2 \times 2$$
$$= (9 + 4 + 25) \times 2 = 76$$

b) Utilizando los datos originales

Ha de efectuarse una corrección del valor medio (ya hecha en los ejemplos anteriores al restar la media; el Cuadro A6-8 contiene los resultados de esta substracción).

Empleando la fórmula básica  $SS = \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}$ , podemos seguir en lo esencial los métodos explicados anteriormente, pero tomando ahora los datos íntegros:

1. 
$$SS_d = \frac{(22)^2 + (24)^2 + (38)^2}{2} - \frac{(\sum x)^2}{n}$$
$$= \frac{(484 + 576 + 1444)}{2} - 1176 = 76$$

o bien

2. 
$$SS_d = (11)^2 + (12)^2 + (19)^2 \times 2 - \frac{(\sum x)^2}{n}$$
$$= (121 + 144 + 361)2 - 1176 = 76$$

Hay tres juegos de resultados que se han computado al obtener las sumas de los cuadrados correspondientes a los distintos tipos de tubos, por lo cual tenemos  $2(3-1)$  grados de libertad.

Examinemos ahora la suma de los cuadrados en relación con la existencia o no existencia de contorno. Podemos hacerlo de cuatro maneras distintas, como en los cuatro ejemplos anteriores de  $SS_d$ , pero operando con las dos columnas de valores. Para mayor sencillez, solamente detallaremos uno de estos procedimientos, a saber:

Tomando los datos modificados del Cuadro A6-8, se procede a la suma de los cuadrados de los totales de las columnas tituladas "con contorno" y "sin contorno", y luego se divide por el número de resultados computados en cada caso, o sea:

$$SS_S [ = (-6)^2 + (6)^2 ] \div 3 = 24$$

A esta suma le corresponde un grado de libertad (2-1).

Tenemos ahora los resultados siguientes:

|        |                              |
|--------|------------------------------|
| $SS_0$ | 104 con 5 grados de libertad |
| $SS_d$ | 76 " 2 " " "                 |
| $SS_S$ | 24 " 1 grados " "            |

No se han tomado en cuenta 2 grados de libertad, esto es,  $5 - (2 + 1)$ , ni 4 provenientes de la suma de los cuadrados, o sea,  $104 - (76 + 24)$ . Lógicamente, éstos se hallan relacionados con la interacción entre el tipo de tubo de drenaje y los contornos. Se le da el nombre de suma residual de los cuadrados. Ahora, nos es posible tabular la variancia (Cuadro A6-9).

Cuadro A6-9

CUADRO DE VARIANCIA

| Fuente de variancia | Grados de libertad | SS  | Variancia |
|---------------------|--------------------|-----|-----------|
| Tipos de tubo       | 2                  | 76  | 38        |
| Contorno o no       | 1                  | 24  | 24        |
| Suma residual       | 2                  | 4   | 2         |
| Global              | 5                  | 104 | 20,8      |

La importancia de la variancia se determina hallando la relación de variancias, comúnmente representada por la letra F.

$$F = \frac{\text{mayor estimación de la variancia de la población}}{\text{menor estimación de la variancia de la población}}$$

Véanse a continuación, los cuadros de valores de F.

Cuadro A6-10

VALORES DE LA RELACION DE VARIANCIA CON EL 5%

|                                                                     |          | Número de grados de libertad en la mayor estimación de la variancia |     |      |      |      |      |      |          |
|---------------------------------------------------------------------|----------|---------------------------------------------------------------------|-----|------|------|------|------|------|----------|
|                                                                     |          | 1                                                                   | 2   | 3    | 4    | 5    | 10   | 20   | $\infty$ |
| Número de grados de libertad en la menor estimación de la variancia | 1        | 161                                                                 | 200 | 216  | 225  | 230  | 242  | 248  | 254      |
|                                                                     | 2        | 18,5                                                                | 19  | 19,2 | 19,2 | 19,3 | 19,4 | 19,4 | 19,5     |
|                                                                     | 3        | 10,1                                                                | 9,6 | 9,3  | 9,1  | 9,0  | 8,8  | 8,7  | 8,5      |
|                                                                     | 4        | 7,7                                                                 | 6,9 | 6,6  | 6,4  | 6,3  | 6,0  | 5,8  | 5,6      |
|                                                                     | 5        | 6,6                                                                 | 5,8 | 5,4  | 5,2  | 5,0  | 4,7  | 4,6  | 4,4      |
|                                                                     | 10       | 5,0                                                                 | 4,1 | 3,7  | 3,5  | 3,3  | 3,0  | 2,8  | 2,5      |
|                                                                     | 20       | 4,3                                                                 | 3,5 | 3,1  | 2,9  | 2,7  | 2,3  | 2,1  | 1,8      |
|                                                                     | $\infty$ | 3,8                                                                 | 3,0 | 2,6  | 2,4  | 2,2  | 1,8  | 1,6  | 1,0      |

NOTA. El símbolo  $\infty$  denota "infinitamente grande"; en la práctica, "muy grande".

Cuadro A6-11

VALORES DE LA RELACION DE VARIANCIA CON EL 1%

|                                                                     | Número de grados de libertad en la mayor estimación de la variancia |       |       |       |       |       |       |       |       |
|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                                                                     |                                                                     | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 10    | 20    | ∞     |
| Número de grados de libertad en la menor estimación de la variancia | 1                                                                   | 4 100 | 5 000 | 5 400 | 5 600 | 5 800 | 6 000 | 6 200 | 6 400 |
|                                                                     | 2                                                                   | 98    | 99    | 99    | 99    | 99    | 99    | 99    | 99    |
|                                                                     | 3                                                                   | 34    | 31    | 29    | 29    | 28    | 27    | 27    | 26    |
|                                                                     | 4                                                                   | 21    | 18    | 17    | 16    | 16    | 15    | 14    | 13    |
|                                                                     | 5                                                                   | 16    | 13    | 12    | 11    | 11    | 10    | 9,6   | 9,0   |
|                                                                     | 10                                                                  | 10    | 7,6   | 6,6   | 6,0   | 5,6   | 4,8   | 4,4   | 3,9   |
|                                                                     | 20                                                                  | 8,1   | 5,8   | 4,9   | 4,4   | 4,1   | 3,4   | 2,9   | 2,4   |
|                                                                     | ∞                                                                   | 6,6   | 4,6   | 3,8   | 3,3   | 3,0   | 2,3   | 1,9   | 1,0   |

El análisis completo del cuadro de variancia pasa a ser:

Cuadro A6-12

ANALISIS DE VARIANCIA

| Fuente        | Grados de libertad | SS | Var. | Relación de variancia | Importancia               |
|---------------|--------------------|----|------|-----------------------|---------------------------|
| Tipo de tubo  | 2                  | 76 | 38   | $38/2 = 19$           | Justamente imp. con el 5% |
| Contorno o no | 1                  | 24 | 24   | $24/2 = 12$           | Sin importancia           |
| Suma residual | 2                  | 4  | 2    | -                     |                           |

Se llega a la conclusión de que las diferencias entre los resultados correspondientes a los tipos de tubo de drenaje son probablemente reales (sólo 1 probabilidad por 20 de que se produzcan diferencias si ambas fueran de la misma población). En cambio, no podemos tener verdadera confianza en las diferencias entre los contornos.

Como ejemplo de cálculo de un experimento más complicado, véase el siguiente, basado en datos procedentes de California (Willardson, 1974 a).

Cuadro A6-13

ANALISIS ESTADISTICO -  
ALTURAS DEL NIVEL FREATICO SOBRE EL PUNTO MEDIO

|        | Repetición 1 |         |          | Repetición 2 |         |          | Total |
|--------|--------------|---------|----------|--------------|---------|----------|-------|
|        | Lugar 1      | Lugar 2 | Subtotal | Lugar 1      | Lugar 2 | Subtotal |       |
| Tubo 1 | 104          | 66      | 170      | 133          | 104     | 237      | 407   |
| Tubo 2 | 94           | 64      | 158      | 126          | 93      | 219      | 377   |
| Tubo 3 | 99           | 62      | 161      | 120          | 99      | 219      | 380   |
| Tubo 4 | 160          | 145     | 305      | 159          | 166     | 325      | 630   |
| Total  | 457          | 337     | 794      | 538          | 462     | 1 000    |       |

|              | Lugar 1 | Lugar 2 | Total |
|--------------|---------|---------|-------|
| Repetición 1 | 457     | 337     | 794   |
| Repetición 2 | 538     | 462     | 1 000 |
|              | 995     | 799     |       |

1. Corrección:  $C = \frac{(\sum x)^2}{N} = \frac{1794^2}{16} = 201152,25$
2. Total:  $104^2 + \dots + 166^2 - C = 17289,75$
3. Parcela principal:  $\frac{170^2 + \dots + 325^2}{2} - C = 14110,25$
4. Tratamiento del terreno:  $\frac{407^2 + \dots + 630^2}{4} - C = 11117,25$
5. Repetición:  $\frac{794^2 + 1000^2}{8} - C = 2652,25$
6. Error de las parcelas principales:  $14110,75 - (1111,25 + 2652,25) = 341,25$
7. Subclases en el Cuadro de las parcelas de repetición:  $\frac{457^2 + \dots + 462^2}{4} - C = 5174,25$
8. Parcela (lugar 1 + lugar 2) :  $\frac{995^2 + 799^2}{8} - C = 2401,00$
9. Repeticiones x parcelas:  $5174,25 - (2652,25 + 2401,0) = 121,00$
10. Error en las subparcelas:  $17289,75 - (14110,75 + 2401,0 + 121,0) = 657,00$

Cuadro A6-14

ANALISIS DE VARIANCIA

| Fuente de la variación            | Grados de libertad | SS       | Variancia | Relación de variancia |
|-----------------------------------|--------------------|----------|-----------|-----------------------|
| Parcelas principales              |                    |          |           |                       |
| Repetición                        | 1                  | 2652,25  | 2652,25   | 23,316*               |
| Tratamiento                       | 3                  | 11117,25 | 3705,75   | 32,578**              |
| Error de las parcelas principales | 3                  | 341,25   | 113,75    |                       |
| Subparcelas:                      |                    |          |           |                       |
| Parcela (lugar 1 + lugar 2)       | 1                  | 2401,00  | 2401,00   | 14,618*               |
| Parcela x rep.                    | 3                  | 121,00   | 40,3333   | 0,246 NS              |
| Subparcela + error                | 4                  | 657,00   | 164,25    |                       |

Como puede verse en los cuadros de valores de F (A6-10 y A6-11), insertos anteriormente, estas cifras indican que las diferencias entre las repeticiones son probablemente reales, lo que tal vez se deba a la variación del suelo. Esta significación con el 5 por ciento, o sea, 1 probabilidad por 20, se indica con un asterisco (\*). La diferencia entre los tratamientos puede aceptarse con alguna confianza, ya que es importante con el 1 por ciento, es decir, 1 probabilidad por 100, lo que se señala con dos asteriscos (\*\*) en el cuadro de análisis de variancia.



NOTAS ACLARATORIAS DE LAS ECUACIONES DE FLUJO UTILIZADAS

A7.1 ECUACIONES DEL REGIMEN PERMANENTE

La ecuación (1) de la Sección 5.4, que dice

$$q = \frac{8Kdh}{S^2} + \frac{4Kh^2}{S^2} \quad (1)$$

incluye un factor d que representa el espesor de la capa equivalente según Hooghoudt. Si se reemplaza por la distancia  $D_0$  a la base impermeable (véase la Fig. 5-1), resulta

$$q = \frac{8KD_0h}{S^2} + \frac{4Kh^2}{S^2} \quad (2)$$

La ecuación (2) está basada en la hipótesis de líneas de flujo horizontales, que se aplicaría cuando las zanjas tienen paredes verticales que llegan hasta una capa impermeable. Sin embargo, en la práctica esta capa se hallará a alguna distancia por debajo de los tubos de drenaje y no al nivel de ellos. Las líneas de flujo no serán, pues horizontales, sino convergentes a medida que se aproximan a los tubos. La ecuación (2) ya no será válida.

No obstante, la ecuación (2) suele emplearse en la práctica cuando la capa impermeable está cerca de los tubos, por ejemplo, a 1 metro por debajo de ellos, y es pequeño el error que se comete al suponer que el flujo es horizontal. En cambio, si dicha capa está a mayor profundidad, la convergencia hace que las líneas de flujo sean más largas que cuando éste es horizontal y que la velocidad con que afluye el agua sea mayor cerca de los tubos. Significa esto que se necesita una carga hidráulica mayor para el mismo caudal de flujo.

Hooghoudt modificó la fórmula matemática de la convergencia "o flujo radial" sustituyendo  $D_0$  por un valor d. Este valor representa el espesor de una capa "equivalente" cuya aceptación significa de hecho que se supone que las líneas de flujo siguen trayectorias exclusivamente horizontales. El valor de d depende de  $D_0$  y, por lo tanto, del espaciamiento (S) y del perímetro mojado del tubo (u). Puede hallarse en los cuadros o deducirse de un gráfico (Fig. 6-6).

Como d es una función de S y a su vez S lo es de d, el espaciamiento tiene que hallarse por sucesivas aproximaciones. Por ejemplo, sean la conductividad hidráulica  $K = 0,6$  metros/día, la carga hidráulica  $h = 0,5$  metros, la velocidad de descarga  $q = 0,005$  metros/día, la distancia al suelo impermeable  $D_0 = 5$  y el perímetro mojado del tubo  $u = 0,9$  metros.

Poniendo estos valores en la ecuación (1), tendremos:

$$S^2 = 480 d + 120$$

Supongamos ahora que  $S = 50$  metros. Con  $D_0/u = 5/0,9 = 5,5$ , el gráfico de la Fig. 6-6 nos da  $d = 3,5$ . Sustituyendo este valor, resulta

$$S^2 = 480 \times 3,5 = 1\ 680 \quad \text{o sea } S = 41 \text{ m}$$

Esta cifra es inferior al espaciamiento supuesto de 50 metros. La aproximación siguiente es, por consiguiente,  $S = 40$  metros. Con  $D_0/u = 5,5$ , el gráfico nos indica:  $d = 3,25$ . Sustituyendo, hallamos  $S^2 = 1\ 680$  y  $S = 41$  metros. Como este resultado es bastante próximo al supuesto  $S = 40$  metros, el espaciamiento necesario es de 40 metros.

El procedimiento de las aproximaciones sucesivas puede evitarse mediante el empleo de monogramas (Van Beers, 1965; ILRI, 1973).

A7.2 ECUACIONES DEL REGIMEN VARIABLE

En la Sección 5.4, se presentaron las siguientes ecuaciones:

$$at = 2,3 \log \frac{h_o}{h_t} \quad (1)$$

y

$$at = 2,3 \log \frac{q_o}{q_t} \quad (2)$$

o lo que es lo mismo:

$$at = \ln \frac{h_o}{h_t} \quad (3)$$

y

$$at = \ln \frac{q_o}{q_t} \quad (4)$$

o bien:

$$h_t = h_o e^{-at} \quad (5)$$

y

$$q_t = q_o e^{-at} \quad (6)$$

en que  $e$  es la base de los logaritmos neperianos ( $\ln$ ). Estas ecuaciones representan el primer término de una serie infinita y son susceptibles de la siguientes derivación.

Para determinar la carga hidráulica en condiciones de regadío, cuando el depósito de agua subterránea sólo se recarga durante breves períodos, cabe aplicar la siguiente expresión (Kraijenhoff van de Leur, 1958; Wesseling, 1973):

$$h_t = \frac{4R}{\pi ap} \left[ \sum_{n=1, -3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 at}) - \sum_{n=1, -3,5} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 a(t-t_r)}) \right] \quad (7)$$

en la que:

$h_t$  = carga hidráulica disponible  $t$  días después de comenzada la recarga (metros)

$R$  = velocidad de recarga (metros/día)

$t$  = tiempo después de comenzada la recarga (días)

$t_r$  = período de recarga permanente, correspondiente a la duración de la operación de riego (días)

$p$  = espacio poroso drenable (o porosidad efectiva) como se ha definido en la Sección 5.4 (adimensional)

$$a = \frac{\pi^2 Kd}{pS^2} \text{ es un factor de intensidad de drenaje (días}^{-1}\text{)}$$

K = conductividad hidráulica (metros/día)

d = espesor de la capa equivalente (metros) según Hooghoudt (véase la Sección A7.1)

S = espaciamiento de los tubos de drenaje (metros)

En un momento  $t_A \approx \frac{0,4}{a}$  días tras el cese de la recarga, o sea,  $t_A \approx \frac{0,4}{a} + t_r$  días después

de empezarse a regar - en las zonas de regadío, uno a tres días - el segundo término y los siguientes de la ecuación (7) se convierten en valores insignificantes y la ecuación se reduce a

$$h_t = \frac{4R}{\pi a p} (e^{at_r} - 1) e^{-at} \quad (8)$$

Sustituyendo dos valores  $t = t_1$  y  $t = t_2$ , ambos a la derecha de  $t_A$  en la Fig. 5-4, resulta

$$\frac{h_{t_2}}{h_{t_1}} = e^{-a(t_2 - t_1)} \quad (9)$$

expresión que es igual a la ecuación (5).

Un razonamiento análogo, aplicado al caudal de descarga, nos daría

$$q_t = \frac{8R}{\pi^2} (e^{at_r} - 1) e^{-at} \quad (8A)$$

$$y \quad \frac{q_{t_2}}{q_{t_1}} = e^{-a(t_2 - t_1)} \quad (9A)$$

expresión que es igual a la ecuación (6).

Nótese que las ecuaciones (5) y (6) pueden deducirse también de la fórmula de Glover-Dumm, llamada asimismo fórmula de la "US Bureau of Reclamation" (Luthin, 1966; Wesseling, 1973).

#### Profundidad media del acuífero

En algunas formas de cálculo, la profundidad media (D) ha de ser conocida. En las fórmulas del régimen permanente, esta profundidad viene dada por

$$D = D_o + 0,5 h$$

o bien

$$D = d + 0,5 h$$

siendo d el espesor de la capa equivalente según Hooghoudt. Esta misma expresión suele usarse en las ecuaciones del régimen variable, si bien sustituyendo h por  $h_o$  como carga hidráulica después del cese de la recarga y al principio del descenso del nivel freático. Encontramos también la expresión

$$D = d + \frac{h_o + h_t}{2}$$

en que  $h_t$  es la carga al final del período de descenso.

Ambas son aproximaciones bastante aceptables en la mayoría de los casos, a condición de que la relación  $h_t/h_o$  sea superior a 0,5 o que  $h_o/h_t$  sea inferior a 2, poco más o menos. De no ser así, se obtiene una aproximación mejor a la carga media con la expresión

$$h_{av} = \frac{h_o - h_t}{\ln \frac{h_o}{h_t}}$$

y al espesor medio del acuífero con la fórmula

$$D = d + \frac{h_o - h_t}{2 \ln \frac{h_o}{h_t}}$$

BIBLIOGRAFIA

- ADAS/ENG/74/4. Tests for the use of Concrete Pipes. Ministry of Agriculture, Fisheries and Food, Londres, SW. 1
- ASAE  
1972 Proceedings of the National Drainage Symposium. Am.Soc.Ag.Eng. Chicago, 6-7 December, 1971. St. Joseph, Michigan 56p.
- Avery, B.W.  
1974 et al. Soil Survey Laboratory Methods. Soil Survey of England and Wales. Technical Monograph N° 6.
- Black, C.A.  
1965 ed. Methods of Soil Analysis. Am.Soc.Agron. Madison, Wisconsin.
- BS. 1377.  
1967 Methods of Testing Soil for Civil Engineering Purposes. British Standards Institution.
- BS. 556.  
1966 Concrete Cylindrical Pipes and Fittings. British Standards Institution.
- BS. 4101.  
1967 Concrete Unreinforced Tubes and Fittings. British Standards Institution.
- Cavelaars, J.C. Problems of Water Entry into Plastic and Other Drain Tubes. Symp. 1967 National College of Agricultural Engineering, Silsoe, Bedford, Reino Unido 13 p.
- Cavelaars, J.C. Subsurface Field Drainage Systems. En: Drainage Principles and 1974 Practices. Vol. IV, ILRI, Wageningen, The Netherlands.
- Childs, E.C. The Water Table, Equipotentials and Streamlines in Drained Land. 1943 I. Soil Sci. 56: 317-330.
- Childs, E.C. The Water Table, Equipotentials and Streamlines in Drained Land. II. Soil 1945 Sci. 59: 313-327.
- Childs, E.C. The Water Table, Equipotentials and Streamlines in Drained Land. III. Soil 1945a Sci. 59:405-415.
- Childs, E.C. The Water Table, Equipotentials and Streamlines in Drained Land. IV. Soil 1946 Sci. 62: 183-192
- Childs, E.C. and Youngs, E.G. The Nature of the Drain Channel as a Factor in the Design 1958 of a Land Drainage System. J. Soil Sci. 9(2): 316-331.
- Dennis, C.W. and Trafford, B.D. The Effect of Permeable Surrounds on the Performance of 1975 Clay Field Drains. J. Hydrol. 24: 239-249.
- Dieleman, P.J. Deriving Soil Hydrological Constants from Field Drainage Tests. En : 1973 Drainage Principles and Practices, Vol. III, ILRI, Wageningen, Países Bajos.
- Ernst, L.F. A New Formula for the Calculation of the Permeability Factor with the Auger 1950 Hole Method. T.N.O. Groningen (original en holandés; traducido al inglés en 1955 H. Brouwer, Cornell Univ.)
- FAO. Los materiales para avenamientos. Estudio sobre riego y avenamiento N° 9. 1972 Servicio de Fomento y Ordenación de Recursos de Aguas, Dirección de Fomento de Tierras y Aguas, FAO, Roma.

- FAO. Drainage Materials. Irrigation and Drainage Paper N<sup>o</sup> 15, Water Resources and Development Service, Land and Water Development Division, FAO, Roma.  
1973
- FAO. Soil Survey in Irrigation Investigations. Draft Soils Bulletin, FAO, Roma.  
1974
- ILRI. Drainage Principles and Applications. Vols. I-IV, ILRI, Wageningen, Países Bajos.  
1972-74
- Kirkham, D. Proposed Method for Field Measurement of Permeability of Soil Below the Water Table. Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 10: 58-68.  
1946
- Kraijenhoff van de Leur, D.A. A Study of Non-Steady Groundwater Flow with Special Reference to a Reservoir Coefficient. De Ingenieur, 70: B 87-94.  
1958
- Luthin, J.N. ed. Drainage of Agricultural Lands. Am. Soc. Agron., Madison, Wisconsin. 620 p.  
1957
- Luthin, J.N. Drainage Engineering. Wiley, Nueva York. 250 p.  
1966
- Luthin, J.N. and Kirkham, D. A Piezometer Method for Measuring Permeability of Soil in situ below a Water Table. Soil Sci. 68: 349-358.  
1949
- Nelson, W.R. Filter Materials for Subsurface Drains. J. Ag. Eng.  
1960
- Rycroft, D.W. Deep Seepage on a Boulder Clay Soil. Results of an Investigation at Boxworth F.D.E.U. Tech. Bull. 73/7, Ministry of Agriculture, Londres.  
1973
- Rycroft, D.W. and Alcock, M. An Assessment of Suitability of Soil for Moling. F.D.E.U. Tech. Bull. 74/1, Ministry of Agriculture, Londres, S.W. 1.  
1974
- Smitham, G.M. Field Drainage Experimental Unit. Annual Report, Appendix 5. Ministry of Agriculture, Londres. pp. 27-28.  
1969
- Spalding, A. Selection of Materials for Subsurface Drains. R.R.L. Report LR 346 Reino Unido Min. of Transport.  
1970
- DGL 20 286. Drainage Standards of German Democratic Republic.  
1971
- Trafford, B.D. The Theoretical Background to the Use of Gravel as the Material on and around Field Drains. F.D.E.U. Tech. Bull. 72/7, Ministry of Agriculture, Londres, S.W. 1.  
1972
- Trafford, B.D. A Guide to Drainage Design Technique based on Scientific Methods. F.D.E.U. Tech. Bull., Ministry of Agriculture, Londres S.W.1.  
1974
- Trafford, B.D. (en prensa), Instruments and Measurements for Drainage Experiments. F.D.E.U. Tech. Bull., Ministry of Agriculture, Londres, S.W.1.
- USDA. Soil Conservation Service. National Engineering Handbook, Section 16: Drainage of Agricultural Land. USDA Washington, D.C.  
1971
- Van Beers, W.F.J. The Auger Hole Method, a Field Measurement of the Hydraulic Conductivity of Soil below the Water Table. International Institute of Land Reclamation and Improvement, ILRI, Wageningen, Países Bajos, Bull. 1: 9-32.  
1958

- Van Beers, W.F.J. Some Monographs for the calculation of Drain Spacings.  
1965 Bull. 8, ILRI, Wageningen, Países Bajos. 48 p.
- Van Deemter, J.J. Bijdragen tot de kennis van enige natuurkundige grootheden van den grond,  
II. Versl. Landbouwk Ond. 56(7).
- Van der Beken, C. Filter Materialen. En : De Drainagetechniek, Mededelingen 30/WB-3.  
1968 Merelbeke, Bélgica.
- Van Shilfgaarde, J. ed Drainage for Agriculture. Am. Soc. Agron., Madison, Wisconsin. 700 p.  
1974
- Wesseling, J. Subsurface Flow into Drains. En: Drainage Principles and Practices, Vol. II  
1974 ILRI, Wageningen, Países Bajos.
- Wesseling, J. and Van Someren, C. Report on Drainage Materials and Experience in the  
1970 Netherlands. In: Drainage Materials. Irrigation and Drainage Paper N° 9,  
Roma.
- Willardson, L. Envelope Materials. IV-9 En: Drainage for Agriculture, Am. Soc. Agron.  
1974 Madison, Wisconsin.
- Willardson, L. Unpublished Data on Statistical Analysis.  
1974a
- Winger, R.J. and Ryan, W.F. Gravel Envelopes for Pipe Darins Design. Transac. Am. Soc.  
1970 Ag. Eng., St. Joseph, Michigan. 14(3): 471-479.
- Winger, R.J. A Simple Method for Selecting Gravel Envelopes for Agricultural Pipe Drains.  
1975 FAO Water Brief N° 4.
- Youngs, E.C. Shape Factors for Kirkham's Piezometer Method for determining the  
1968 Hydraulic Conductivity of Soil in situ for soils overlying an Impermeable  
Floor or infinitely Permeable Stratum. Soil Sci. 106: 235-237.
- Youngs, E.C. Water Table Heights in Homogeneous Soils drained by Non-Ideal Drains.  
1974 Soil Sci. 117: 295-300.
- Youngs, E.C. The Effect of the Depth of an Impermeable Barrier on Water Table Heights in  
1975 Drained Homogeneous Soils. J. Hydrol. 24: 283-290.



LISTA DE SIMBOLOS

- A - constante para un determinado sistema de drenaje en que  $A = \frac{Kd}{S^2}$
- a - factor de intensidad de drenaje,  $a = \frac{\pi^2 Kd}{pS^2}$
- B - constante para un determinado sistema de drenaje en que  $B = \frac{4K}{S^2}$
- D - espesor medio de la capa freática
- $D_o$  - profundidad de la capa impermeable por debajo de la profundidad de los tubos de drenaje
- d - profundidad equivalente según Hooghoudt
- $d_{ef}$  - diámetro efectivo del tubo de drenaje, esto es, del dren ideal
- E - distancia entre el fondo de un agujero de barrena y la capa impermeable
- F - relación de variancia
- h - carga hidráulica entre dos puntos
- $h_e$  - pérdida de carga en la entrada
- $h_h$  - pérdida de carga hidráulica en el flujo horizontal subterráneo
- $h_r$  - pérdida de carga hidráulica en el flujo radial hacia el tubo de drenaje
- $h_v$  - pérdida de carga hidráulica en el flujo vertical subterráneo
- $h_{tot}$  - suma de todas las pérdidas susodichas, o sea, pérdida total de carga medida desde el nivel freático sobre el punto medio de la distancia entre los tubos hasta el centro del tubo
- $h_t$  - carga en un momento dado t
- J - profundidad del agujero de barrena o del piezómetro por debajo del nivel freático
- K - conductividad hidráulica
- L - longitud de la tubería de drenaje
- l - litro
- M - longitud de la cavidad adicional del piezómetro
- N - profundidad del nivel freático medida desde la superficie del terreno
- P - porosidad efectiva -o espacio poroso drenable- del suelo
- $\Omega$  - descarga de una tubería de longitud L ( $\Omega = q_u \cdot L$ )
- $q_u$  - descarga por unidad de longitud de la tubería. o sea,  $q_u = \frac{\Omega}{L}$

- q - caudal o velocidad de descarga por unidad de superficie, o sea,  $q = \frac{q_u}{S}$
- R - velocidad de recarga
- $r_e$  - resistencia de entrada
- r - radio del tubo de drenaje
- $r_p$  - radio del piezómetro
- $r_a$  - radio del agujero de barrena
- $r_c$  - radio de la cavidad adicional del piezómetro
- S - espaciamiento de los tubos de drenaje
- s - segundo (de tiempo)
- T - tiempo total
- t - tiempos específicos
- u - perímetro mojado del tubo de drenaje

