

## Capítulo 3

# Materiales envolventes

El material poroso colocado alrededor de un dren subterráneo para protegerlo de sedimentación y mejorar su comportamiento hidráulico debe llamarse envoltura de dren. Es importante distinguir entre la definición y la función de una envoltura y la de un filtro.

Durante la elaboración inicial de criterios de diseño de envolturas de dren, a menudo se utilizaron como base de investigación los criterios existentes sobre filtros. Por esta razón, la palabra «filtro» a menudo se usa erróneamente cuando se hace referencia a envolturas de dren. Un filtro es por definición «una sustancia porosa a través de la cual pasa un gas o un líquido para retener materia en suspensión» (Merriam-Webster, 1993). El filtrado también se define como «la retención de suelo u otras partículas sujetas a fuerzas hidráulicas al mismo tiempo que se permite el paso de fluidos» (ISO 10318, 1990). Por tanto, si un *filtro* se utiliza como una envoltura de dren puede eventualmente obstruirse, porque partículas de materia podrían depositarse sobre o dentro del mismo reduciendo su permeabilidad.

Las *envolturas* tienen por objeto mejorar la permeabilidad alrededor de una tubería y actuar como obstáculos permeables para impedir la entrada de cantidades perjudiciales de partículas y agregados de suelo en tuberías de drenaje. Aún así, la mayoría de las partículas pequeñas de suelo y de materia orgánica, suspendidas en el agua que fluye hacia un dren, pasarán efectivamente a través de una envoltura adecuadamente seleccionada y bien instalada sin causar obstrucciones. El material envolvente relativamente grueso colocado alrededor del dren debe estabilizar el suelo mecánica e hidráulicamente, pero no actuar como un filtro.

Además de las funciones ya descritas, las envolturas de dren pueden mejorar las condiciones de la solera del dren. Esta función está asociada principalmente a envolturas de grava en suelos inestables. La grava mejora mecánicamente el sistema suelo-envoltura-dren sirviendo de solera y soporte lateral para tuberías de plástico de gran diámetro (Framji *et al.*, 1987).

Los materiales envolventes usados para proteger drenes subterráneos comprenden casi todos los materiales porosos permeables que están disponibles económicamente en grandes cantidades. Según la composición de las sustancias usadas pueden clasificarse en tres categorías generales: envolturas minerales, orgánicas y sintéticas.

### MATERIALES

#### Envolturas minerales granulares

Las envolturas minerales consisten principalmente de arena gruesa, grava fina y piedras machacadas, que se colocan por debajo y alrededor de la tubería de drenaje durante su instalación. Si estos materiales están bien diseñados e instalados dan buenos resultados, ya que son voluminosos y pueden retener relativamente grandes cantidades de material de suelo sin que su funcionamiento se vea afectado. En muchos casos han funcionado satisfactoriamente durante muchos años en las más diversas circunstancias. Tradicionalmente, el material envolvente de dren más general y ampliamente utilizado es arena gruesa naturalmente graduada o grava fina conteniendo un mínimo de elementos finos. Este material puede ser tan duradero como el propio suelo. Las envolturas bien

diseñadas de grava cribada satisfacen todas las funciones mecánicas e hidráulicas de una envoltura de dren y son las ideales desde un punto de vista físico.

La grava cernida debe ser homogénea, una mezcla bien graduada de arena limpia y grava libre de limo, arcilla y materia orgánica, elementos que podrían afectar adversamente su permeabilidad. Debe evitarse el uso de partículas de caliza ya que un alto porcentaje de cal en envolturas de grava puede causar incrustaciones. Además, la gradación de envolturas de grava debe hacerse de acuerdo con parámetros establecidos (véase el Apartado *Especificaciones para envolturas de grava*).

La utilización de grava como envoltura de dren es actualmente motivo de polémica. Una de las conclusiones de un simposio llevado a cabo en Wageningen, Países Bajos, en 1986, fue la siguiente: «La grava continúa siendo en la actualidad el material filtrante más confiable. En vista del coste de la grava, la elaboración de criterios para diseñar materiales sintéticos merece la máxima prioridad» (Vos, 1987). Sin embargo, en una conferencia llevada a cabo en Lahore, Pakistán, en 1990, que tuvo como objetivo principal el diseño y aplicación de envolturas, se concluyó que los ingenieros no familiarizados con envolturas sintéticas se resistían a recomendar su uso (Vlotman, 1990). Sin embargo, considerando la tendencia actual se puede asumir que envolturas sintéticas gradualmente reemplazarán el uso de grava como material envolvente en futuros proyectos de drenaje.

### Envolturas orgánicas

Varios materiales orgánicos, muchos de ellos subproductos de producción agrícola, se han utilizado como envolturas de dren con buenos resultados. Al ser voluminosos pueden usarse en casos donde son de importancia tanto la retención de partículas como la función hidráulica. Pueden aplicarse materiales orgánicos directamente en la zanja sobre la tubería de drenaje como material suelto o pueden recubrir la tubería de drenaje como materiales sueltos enrollados previamente (PLM-sigla en inglés de *Prewrapped Loose Materials*). Una forma intermedia de aplicación es colocarlos en fajas sobre la tubería de drenaje, aunque esta modalidad está actualmente obsoleta.

Los materiales orgánicos incluyen paja de cereales y de lino, hojas de cedro, bambú, zuros de maíz, virutas de madera, carrizo, ramas de brezo, tepes de césped, residuos de turba y fibra de coco (Juusela, 1958; Framji *et al.*, 1987).

En el noroeste de Europa (Alemania, Bélgica y los Países Bajos) las envolturas orgánicas más comunes eran de turba, paja de lino y fibra de coco. El uso de residuos de turba fibrosa cubriendo tuberías de drenaje ha sido una práctica común hasta fines de la década de 1950. Se ha comprobado que la conductividad hidráulica de los residuos de turba a menudo decrece drásticamente debido a la expansión de la envoltura en condiciones de humedad continua debida p. ej. al riego subterráneo (Rozendaal y Scholten, 1980).

Durante el período siguiente se utilizó paja de lino, que se aplicó originariamente en fajas y más tarde como envoltura enrollada previamente. Sin embargo, el grosor de la envoltura de lino no siempre garantizó la función de retención de partículas. Otras envolturas orgánicas se han utilizado en menor escala, porque estos materiales no siempre estaban disponibles en las cantidades necesarias y su manejo era a

FIGURA 16  
Envoltura PLM de fibra de coco



menudo laborioso. El uso de paja no tuvo buenos resultados porque generalmente se descomponía formando una capa de baja permeabilidad alrededor de la tubería.

A fines de la década de 1960 apareció la fibra de coco (Figura 16) (Jarman y Jayasundera, 1975). Al ser relativamente barata se impuso rápidamente en el mercado ya que los residuos de turba de alta calidad comenzaron a escasear y a aumentar de precio (Meijer, 1973) y al mismo tiempo la industria del lino comenzó a declinar. Además, la fibra de coco, al ser más fina, fue considerada un material envolvente más adecuado que la paja de lino cuya estructura es más gruesa. Muy pronto se vio que la fibra de coco era a menudo sensible a la descomposición microbiana (Meijer y Knops, 1977; Antheunisse, 1979, 1980, 1981). Estas envolturas generalmente se descomponían totalmente en un plazo de dos a cinco años, sobre todo en suelos con *pH* mayor de 6. Una década más tarde, muchos agricultores se quejaban de la obstrucción mineral de sus drenes, por lo que se estableció un proyecto de investigación para estudiar el problema. Se hicieron más de 1000 excavaciones, que confirmaron que los problemas de obstrucción mineral, aunque en parte debidos al tamaño grande de los poros de la envoltura de fibra de coco, se debían principalmente a la descomposición de las substancias orgánicas (Blom, 1987).

A mediados de la década de 1980 se hicieron varios intentos para retardar o detener la descomposición de materiales envolventes orgánicos. En Alemania y Francia se utilizó un material llamado «Super-Cocos», cuyas fibras estaban impregnadas con sulfato de cobre ( $\text{CuSO}_4$ ) para matar las bacterias que producían descomposición (Antheunisse, 1983, 1984). Además, algunos materiales contenían alambre de cobre muy fino. Las envolturas «Super-Cocos» tuvieron un éxito limitado porque su descomposición fue solo demorada unos pocos años. Además, la legislación ambiental ilegalizó la instalación de «Super-Cocos» porque los productos químicos se lixiviaban rápidamente. Todavía se usan envolturas de fibra de coco en el noroeste de Europa dado su precio relativamente bajo, pero su uso está disminuyendo en favor de materiales sintéticos.

Las envolturas orgánicas nunca han sido populares en países de climas áridos, porque la relativamente alta temperatura del suelo favorece la actividad microbiana y consecuentemente acelera su descomposición. En tierras bajo riego de los trópicos áridos los materiales envolventes orgánicos frecuentemente fracasan (Van der Molen y Van Someren, 1987). Los buenos resultados de las envolturas orgánicas en los países escandinavos, donde principalmente se utilizó turba fibrosa y viruta de madera, fueron debidos a la menor actividad microbiana por ser las temperaturas del suelo más bajas.

La vida útil y adecuación de materiales orgánicos como envolturas de drenes subterráneos no puede ser predicha con certeza. Eventualmente, la mayoría de las envolturas orgánicas se descompondrán sin causar un serio impacto sobre la estabilidad estructural del suelo circundante. Por tanto, estos materiales deberían usarse solamente en suelos que llegan a ser mecánicamente estables pocos años después de la instalación del sistema de drenaje (Van Zeijts, 1992). Además, las envolturas orgánicas pueden causar reacciones químicas en el suelo que las rodea, pudiendo este proceso dar lugar a la obstrucción bioquímica del dren. Si es probable que ocurra obstrucción con ocre de hierro se justifica la resistencia a instalar envolturas orgánicas. Incluso materia orgánica que se mezcla accidentalmente con material de relleno de zanjas puede aumentar considerablemente el riesgo de obstrucción del dren con ocre (Capítulo 5).

El rápido deterioro de las envolturas de fibra de coco ha estimulado la búsqueda de alternativas sintéticas asequibles. El hecho de que puedan fabricarse envolturas sintéticas más fácilmente según criterios específicos de diseño que las orgánicas, ha influido significativamente en su desarrollo.

### **Envolturas sintéticas**

#### *Materiales sueltos enrollados previamente*

Un PLM sintético es una estructura permeable hecha de materiales sueltos (hilos

orientados aleatoriamente, fibras, filamentos, granos, gránulos o cuentas) que revisten una tubería de drenaje corrugada y que se mantienen en su lugar bien mediante una red especial, atados con cuerdas o con ambas cosas. Generalmente, compañías especializadas revisten tuberías de drenaje de plástico corrugado con envolturas PLM sintéticas y en algunos casos en las mismas fábricas de tubería. El producto terminado debe ser lo suficientemente fuerte para resistir el manejo e instalación sin sufrir daño.

Los PLM sintéticos incluyen varios materiales polímeros. Las fibras pueden ser de poliamida (PA), poliéster (PETP-siglas en inglés del tereftalato de polietileno), polietileno (PE) y polipropileno (PP). Las cuentas sueltas de poliestireno (PS) pueden colocarse alrededor de drenes como PLM en láminas perforadas o en mallas de cuerda («geo-rejillas» o «geo-redes»). Las cuentas están sometidas a la compresión debida a la carga del suelo, lo que puede reducir la permeabilidad de la envoltura (Willardson *et al.*, 1980). En varios países europeos, donde la profundidad de drenes varía entre 0,9 y 1,2 m, el efecto de la carga del suelo es sin embargo relativamente pequeño. En el noroeste de Europa cada vez son más usadas envolturas PLM hechas de fibras de restos de PP y también en zonas áridas donde reemplazan a la grava que es más cara.

A continuación se informa sobre los materiales envolventes que se muestran en las

Figuras 17-20. Las cifras sobre cuotas de mercado de varios materiales envolventes corresponden a los Países Bajos en 1997 y se presentan solamente con fines ilustrativos. Los datos se basan en las *longitudes instaladas* de tuberías de drenaje revestidas.

En Bélgica se instalan envolturas PLM hechas de fibras de desecho de polipropileno (PP-300) (Figura 17) casi exclusivamente en proyectos de drenaje privados (cuota: 6 por ciento).

La *envoltura PP-450* (Figura 18) es una envoltura PLM fabricada a partir de filamentos continuos voluminosos. Estos filamentos son residuos de producción de alfombras de fibra de PP. En los Países Bajos constituyen el material envolvente más popular (cuota: 65 por ciento).

La envoltura *PP-700* es un material PLM hecho de fibras nuevas de PP (Figura 19). Revestir tuberías con esta envoltura es bastante laborioso de ahí su mayor precio (cuota: 4 por ciento). Se usa principalmente para diámetros de tubería mayores de 160 mm.

Ocasionalmente se utilizan desechos de fibras de PA debido a la decreciente disponibilidad de fibras de desecho de PP a precios competitivos. Al contrario de las fibras de PP, las fibras de PA absorben agua y como resultado los rollos pueden aumentar substancialmente su peso. Además,

FIGURA 17  
Envoltura PLM hecha de fibras  
de desecho de polipropileno (PP-300)



FIGURA 18  
Envoltura PP-450



para envolturas revestidas homogéneas es más difícil procesar fibras de PA por problemas con la electricidad estática.

El *PS-1000* es un material envolvente PLM fabricado de cuentas compresibles de PS contenidas en una red (Figura 20) y se instala casi exclusivamente en áreas agrícolas donde se cultivan bulbos para flores (cuota: 7 por ciento). En estas áreas, el agua freática contiene una cantidad relativamente alta de partículas en suspensión y el PS ha demostrado ser una envoltura muy eficaz. En este caso, resulta una buena inversión a pesar del mayor precio del PS-1000, ya que ningún agricultor se puede permitir tener sistemas de drenaje que no funcionen.

Los materiales sintéticos se deterioran cuando se exponen a radiación solar (rayos ultravioletas). Experimentos llevados a cabo en un clima templado con envolturas PLM hechas de fibras de PP han indicado que el deterioro puede ser peligroso en tres años (Dierickx, 1998b). La velocidad de deterioro será el doble en zonas áridas y semiáridas donde la radiación anual media duplica la de regiones templadas. Sin embargo, una vez que se han instalado envolturas PLM sintéticas hechas de materias primas adecuadas (p. ej. fibras recicladas de PP) no son sensibles a la descomposición. Por ello, estos materiales son confiables y sustitutos asequibles de envolturas convencionales orgánicas y de grava.

El revestimiento con materiales sueltos está limitado a diámetros de hasta 200 mm. Una vez que las envolturas PLM recubren drenes funcionan similarmente a geotextiles.

### *Envolturas de geotextil*

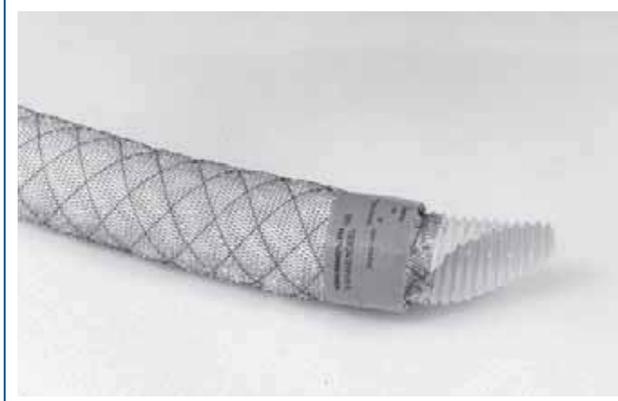
De acuerdo con la norma prEN<sup>1</sup> 30318 (1998) un geotextil se define como un «material textil (sintético o natural) polimérico, permeable y liso, que puede ser tejido, no tejido o tricotado, usado en ingeniería civil para aplicaciones geotécnicas, en contacto con suelos o con otros materiales». Esta definición incluye su aplicación en agricultura, dado que en muchos países la ingeniería civil comprende la de drenaje.

Los geotextiles tejidos se fabrican entrelazando, por lo general en ángulos rectos, dos o más juegos de hilos, fibras, filamentos, cintas u otros elementos. Los geotextiles no tejidos son láminas, sencillas o múltiples, hechos de fibras, filamentos u otros

FIGURA 19  
Envoltura PP-700



FIGURA 20  
Envoltura PS-1000



<sup>1</sup> prEN es un borrador de norma europea (EN) no finalizado aún.

elementos orientados en una dirección o aleatoriamente. Los geotextiles tricotados se fabrican intercalando uno o más hilos, fibras, filamentos u otros elementos.

Las fibras usadas para producir geotextiles se hacen con las mismas materias primas usadas para los PLM, o sea: poliamida (PA), poliéster (PETP), polietileno (PE) y polipropileno (PP). Las fibras de geotextiles pueden ser monofilamentos, multifilamentos o cintas; estas últimas pueden ser planas, fibriladas o retorcidas. La combinación de materias primas, configuración de fibras y técnicas de tricotado, enlazado o tejido dan lugar a muchos tipos de geotextiles que se diferencian en su apariencia y en sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas.

En principio, pueden usarse geotextiles como material envolvente para tuberías de drenaje ya que poseen dos propiedades importantes que debe tener una envoltura de dren: permeabilidad al agua y retención de partículas de suelo. Además, facilitan la aceptación de agua por las tuberías de drenaje y transportan agua en su plano a lo largo de la pared de tubería. Sin embargo, raramente se usan geotextiles tejidos para fabricar envolturas de dren, lo que únicamente se justifica por su relativamente alto precio porque sus especificaciones son sin duda favorables.

En algunos países europeos donde se usan PLM orgánicos y sintéticos hay una resistencia permanente a usar geotextiles como envolturas de dren, porque se asume que su textura fina puede favorecer la obstrucción mineral y por ocre. Aún así, en países con industria geotextil como Canadá, Estados Unidos de América y Francia, estas envolturas se usan con éxito a gran escala. Experimentos de laboratorio, ensayos de campo y experiencias prácticas no dan una evidencia clara del riesgo de obstrucción de geotextiles de textura fina si están bien seleccionados e instalados. Sin embargo, en algunas circunstancias no deberían usarse prioritariamente geotextiles de textura fina (véase el Capítulo 5).

Un ejemplo de una envoltura de geotextil es *Typar*, que es una marca comercial de una tela no tejida hecha de filamentos continuos de polipropileno al 100 por cien sin aglutinantes extraños (Figura 21).

Revestir drenes con geotextiles puede hacerse para cualquier diámetro. Pueden atarse alrededor del dren corrugado tiras de geotextil o colocarse como una funda en él una vez que sus bordes se han cosido.

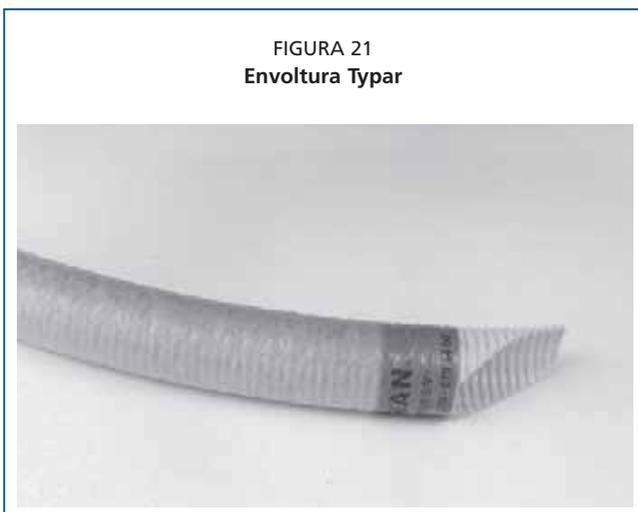
Los geotextiles también son vulnerables a degradación si se exponen a luz solar e intemperie. Rankilor (1992) recomienda que la exposición de geotextiles a la intemperie no sea superior a dos meses en zonas templadas y solo una semana en zonas áridas y

semiáridas. Los geotextiles fabricados de materia prima orgánica como el yute se descomponen de la misma manera que los PLM orgánicos, mientras que los geotextiles sintéticos, de la misma forma que los PLM sintéticos, no se deterioran.

### ESPECIFICACIONES PARA ENVOLTURAS DE DREN

En 1922, Terzaghi desarrolló criterios para «filtros» a fin de controlar filtraciones de una presa. Desde entonces estos criterios se han ensayado para su aplicación en envolturas de drenes subterráneos. Terzaghi recomendó que el material del «filtro» debía ser mucho

FIGURA 21  
Envoltura Typar



más permeable que el material base del suelo, pero no ser tan grueso como para que el material base entrara en el «filtro». Los trabajos de Terzaghi han servido de base para muchos otros trabajos hechos desde entonces para el diseño de envolturas de grava. Para envolturas de dren, sus criterios de diseño han sido probados y modificados, pero sus conceptos originales han sido generalmente aceptados.

Van Someren (FAO, 1972) describió investigaciones y directrices para seleccionar y usar materiales de drenaje (tuberías y envolturas) en varios países. En Bélgica y en los Países Bajos se hicieron esfuerzos para desarrollar criterios de diseño especiales para PLM. Los criterios de diseño convencionales fueron en gran medida determinados en laboratorios con modelos analógicos, basados en consideraciones teóricas, y verificados en ensayos de campo. La determinación en el campo del flujo de agua y del movimiento de partículas de suelo cerca de tuberías de drenaje revestidas no fue sencilla sin alterar el sistema. Además, los datos obtenidos con experimentación de campo son inevitablemente confusos ya que son específicos de cada lugar. Resultados obtenidos en algunos lugares no son necesariamente replicables en otros.

Knops *et al.* (1979) publicaron el primer conjunto de directrices completas para seleccionar envolturas enrolladas previamente que se usaban entonces en suelos holandeses. Posteriormente, una serie de proyectos de investigación y de sus evaluaciones prácticas correspondientes, llevados a cabo por varias compañías e instituciones, produjeron criterios para diseñar y usar envolturas de dren hechas de PLM en los Países Bajos (Huinink, 1992; Stuyt, 1992a; Van Zeijts, 1992). Muchos estudios de campo se han hecho sobre los posibles factores que afectan la sedimentación de tuberías.

Las envolturas de dren deben cumplir ciertas especificaciones pero la evaluación visual de los materiales es también importante. Un sistema de drenaje no operará correctamente si las envolturas presentan problemas debido a defectos de enrollado, manejo o instalación, aunque se hayan usado los mejores materiales y se cumplan todas las especificaciones.

### Especificaciones para envolturas de grava

En numerosas publicaciones están ampliamente tratadas especificaciones para envolturas de grava. En este apartado se describen todos los temas más importantes. Se dispone de criterios de diseño apropiados para envolturas granulares tradicionales (grava y arena gruesa) que han sido aplicados con éxito en la práctica (Terzaghi y Peck, 1961; Vlotman *et al.*, 2000; Stuyt y Willardson, 1999).

El *US Army Corps of Engineers* y el *US Bureau of Reclamation* han hecho amplios estudios sobre envolturas de grava. Como resultado de ellos se dispone de un conjunto de especificaciones para envolturas de grava cernida que han utilizado con éxito el *Soil Conservation Service* (SCS, 1973), el *US Bureau of Reclamation* (USBR, 1993) y también fuera de Estados Unidos de América.

La curva granulométrica de cierta envoltura de grava debe ajustarse al suelo que se va a drenar y a las perforaciones de la tubería (Willardson, 1979). Además, la grava debe ser internamente estable para evitar la erosión interna de la envoltura. El procedimiento general para diseñar una envoltura de grava para un determinado tipo de suelo es el siguiente:

- Analizar mecánicamente el tamaño de partícula de suelo y de la envoltura de grava propuesta.
- Comparar las dos curvas de distribución del tamaño de partícula.
- Decidir, según algún criterio de diseño, si el material envolvente de grava propuesto es adecuado.

Los criterios de diseño consisten en reglas que indican cómo deducir la distribución del tamaño de partícula necesaria para una envoltura de grava adecuada, a partir de datos de distribución del tamaño de partícula de suelo, para garantizar un funcionamiento satisfactorio de la envoltura.

### *Crterios de Terzaghi*

Los primeros criterios propuestos por Terzaghi (*US Army Corp of Engineers*, 1941) para lo que consideró un «filtro» son los siguientes:

- El diámetro de partícula del 15 por ciento del tamaño del material del filtro ( $D_{15}$ )<sup>2</sup> deberá ser al menos cuatro veces mayor del diámetro del 15 por ciento del tamaño de partícula del material del suelo ( $d_{15}$ ):

$$D_{15} \geq 4 d_{15}$$

Este requisito hará que el material filtrante sea alrededor de diez veces más permeable que el suelo.

- El 15 por ciento del tamaño del material de filtro ( $D_{15}$ ) no deberá ser más de cuatro veces mayor que el 85 por ciento del tamaño del material del suelo ( $d_{85}$ ):

$$D_{15} \leq 4 d_{85}$$

Este requisito evitará que las partículas finas de suelo pasen a través del material filtrante.

Bertram (1940), Karpoff (1955) y Juusela (1958) sugirieron criterios de diseño de «filtros» similares o modificados para su uso con drenes subterráneos.

### *Crterios del US Soil Conservation Service (SCS)*

El SCS (1971) ha plasmado los resultados de investigación sobre envolturas de grava en una especificación para evaluar materiales granulares naturales o clasificados artificialmente para su uso como materiales envolventes de dren. Estas especificaciones han sido reemplazadas por otras publicadas más recientemente (SCS, 1988), que distinguen entre «filtro» y «envoltura». La recomendación para materiales naturalmente graduados o una mezcla de arena media y gruesa con grava fina y media para su uso como envolturas es la siguiente:

$$D_{100} \leq 38 \text{ mm}$$

$$D_{30} \geq 250 \mu\text{m}$$

$$D_5 \geq 75 \mu\text{m}$$

Criterios adicionales se recomiendan para impedir la excesiva finura de un material envolvente para su uso en suelos de textura más fina (SCS, 1988):

$$D_{15} < 7 d_{85} \text{ pero } D_{15} \geq 0,6 \text{ mm}$$

$$D_{15} > 4 d_{15}$$

### *Crterios del US Bureau of Reclamation (USBR)*

Para tubos rígidos sin perforaciones el *US Bureau of Reclamation* considera un sistema único la distancia entre juntas, la longitud del tubo y la conductividad hidráulica del material envolvente. Su Manual de Drenaje (USBR, 1978, 1993) contiene gráficos que consideran todos estos factores. El Cuadro 1, tomado de este manual, recomienda gradaciones de envolturas para suelos con diferentes tamaños de paso del 60 por ciento.

En Pakistán, para algunos suelos problemáticos salinos y de textura fina los criterios del USBR dieron lugar a envolturas de grava que fueron obviamente demasiado gruesas, ya que permitían que cantidades excesivas de materiales finos de suelo entraran en los drenes (Vlotman *et al.*, 1990).

<sup>2</sup> El diámetro de partícula  $D_x$  del porcentaje  $x$  del tamaño en peso del material filtrante se define como el diámetro del cedazo por el que pasa el  $x$  por ciento. Esto también es válido para el parámetro del suelo  $d_x$ .

**CUADRO 1**  
**Relaciones de gradación entre suelo y diámetros de material envolvente granular graduado (según USBR, 1978, 1993)**

Suelo, 60% pasa (diámetro de partículas, mm)	Límites de gradación para envoltura (diámetro de partículas, mm)											
	Límites inferiores, porcentaje de paso						Límites superiores, porcentaje de paso					
	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

**Otros criterios**

Como el diseño de paquetes de grava para pozos es similar al de envolturas para drenes subterráneos, los criterios desarrollados por Kruse (1962) para paquetes de grava también pueden aplicarse a envolturas de grava. Estos criterios se basan en la relación del 50 por ciento del tamaño del material del paquete (envoltura) con el 50 por ciento del tamaño del acuífero (suelo) y en la uniformidad de la textura de acuífero y grava (véase el Capítulo 6, Apartado *Propiedades físicas del suelo*). Kruse (1962) observó en todas las relaciones grava-acuífero que el movimiento de arena se reducía al disminuir la uniformidad de la grava (es decir, aumentando su coeficiente de uniformidad) y por ello distinguió entre suelo y paquetes de grava uniformes hasta un coeficiente de uniformidad de 1,78, y suelo y envoltorio de grava no-uniformes para valores mayores. En el Cuadro 2 se muestran las relaciones del tamaño de partículas máximas permisibles propuestas para distintas combinaciones de textura de acuífero y paquete de grava para impedir un movimiento excesivo de material del acuífero.

Además de la relación del 50 por ciento del filtro con el material del acuífero, Pillsbury (1967) también usó la desviación estándar de la diferencia entre los tamaños del 95 por ciento y del 50 por ciento de la curva de gradación de la envoltura de grava dividida entre 1,645 como un criterio para su efectividad. Pillsbury (1967) presentó un gráfico de la relación del tamaño del 50 por ciento envoltura-acuífero respecto a esta desviación estándar, que fue dividido en dos áreas. Envolturas que caían por debajo del límite fueron consideradas insatisfactorias. Pillsbury recomendó una relación envoltura-acuífero menor de 24, basándose en observaciones de algunas envolturas de dren que habían fallado en el Valle Imperial de California. Concluyó que la arena para hacer hormigón que satisface la norma de la American Society for Testing Materials (ASTM) con un tamaño del 50 por ciento menor de 1 mm y una desviación estándar mayor de 1,0 podría ser una envoltura satisfactoria en la mayor parte de condiciones.

Sherard *et al.* (1984a, b) elaboraron criterios para filtros para proteger estructuras hidráulicas. Aunque no fueron preparados para drenaje subterráneo, los principios pueden ser igualmente aplicados para el diseño de envolturas de grava. Los autores establecieron que si un filtro no fallaba con el flujo inicial de agua probablemente era seguro permanentemente. Materiales de granulometría variable dieron mejores resultados que materiales uniformes.

**CUADRO 2**  
**Relaciones del tamaño grava/acuífero máximas permisibles (según Kruse, 1962)**

Textura del acuífero	Textura del paquete de grava	Relación del tamaño de partícula grava/acuífero ( $D_{50}/d_{50}$ )
Uniforme (inestable)	Uniforme (inestable)	9,5
Uniforme (inestable)	No-uniforme (estable)	13,5
No-uniforme (estable)	Uniforme (inestable)	13,5
No-uniforme (estable)	No-uniforme (estable)	17,5

Sherard *et al.* (1984b) describieron ensayos con suelos de textura fina y con respecto a tamaños de filtro y de suelo concluyeron lo siguiente:

- En limos arenosos y arcillas ( $d_{85}$  de 0,1-0,05 mm) un  $D_{15}/d_{85} \leq 5$  es seguro.
- En arcillas de grano fino ( $d_{85}$  de 0,03-0,1 mm) un  $D_{15} < 0,5$  mm es seguro.
- En limos de grano fino con pequeña cohesión ( $d_{85}$  de 0,03-0,1 mm) un  $D_{15} < 0,3$  mm es seguro.
- En suelos excepcionalmente finos ( $d_{85} < 0,02$  mm) un  $D_{15} < 0,2$  o menor es seguro.

Arenas y arenas con grava que contienen fracciones de arena fina y tienen un  $D_{15}$  igual o menor de 0,05 mm pueden ser un filtro adecuado aún para las arcillas más finas. Para arcillas con algo de arena ( $d_{85} > 1,0$  mm), un filtro con un  $D_{15} = 0,5$  mm podría satisfacer el criterio  $D_{15}/d_{85} \leq 5$ . Para arcillas más finas el criterio  $D_{15}/d_{85} \leq 5$  no es satisfactorio, pero los suelos más finos tienden a ser estructuralmente estables y no es probable que fallen. Finalmente, Sherard *et al.* (1984b) encontraron que grava bien graduada fue un filtro excelente para limo muy uniforme o para arena fina uniforme y que no era necesario que la curva de gradación de la envoltura tuviera aproximadamente la misma forma que la curva de gradación del suelo. Envolturas de grava que tengan un  $D_{15}$  de 0,3 mm y un  $D_{15}/d_{85} \leq 5$  con menos de un 5 por ciento de material más fino que 0,074 mm, serán satisfactorias como materiales envolventes para la mayor parte de suelos problemáticos.

Dieleman y Trafford (FAO, 1976) revisaron los criterios para seleccionar materiales envolventes de grava e incluyeron algunos comentarios respecto a la selección de envoltura para suelos problemáticos. Dierickx (1992b) presentó un resumen de criterios para envoltura de grava procedentes de Estados Unidos de América y el Reino Unido. Este resumen indica claramente que los criterios de diversos orígenes no concuerdan, aún si se tiene en cuenta la diferencia entre la función (mecánica) del «filtro» y la función (hidráulica) de la «envoltura». Este hecho ha generado nuevos proyectos de investigación que obtuvieron nuevos hallazgos, p. ej. la mejora de los criterios existentes que pueden usarse para perfeccionar el diseño de envolturas de grava (Vlotman *et al.*, 1997). Otro hallazgo de interés fue que partículas redondeadas y angulares dieron resultados equivalentes (Vlotman *et al.*, 1992b).

### Especificaciones para envolturas enrolladas previamente

Las envolturas enrolladas previamente pueden ser PLM orgánicas, PLM sintéticas y geotextiles. Sus propiedades físicas tales como espesor y masa por unidad de superficie son importantes para controlar la uniformidad de envolturas y su conformidad con las normas de diseño requeridas. El tamaño de aberturas característico, conductividad hidráulica y repelencia del agua determinan las propiedades hidráulicas de envolturas enrolladas previamente. Si se usan materiales granulares sueltos también pueden usarse parámetros de distribución del tamaño de partícula. Dependiendo del tipo de tuberías de drenaje usadas y de la forma en que los materiales envolventes son enrollados a su alrededor, algunas propiedades mecánicas de las envolturas como compresibilidad, daño por abrasión, resistencia a tensión y resistencia a punzadura estática, pueden ser parte de las especificaciones.

En los Países Bajos, las recomendaciones para diseñar y utilizar PLM se han basado en: proyectos de investigación concurrentes, estudios teóricos, modelos matemáticos, estudios empíricos en campos experimentales, modelos analógicos en laboratorios y experiencia práctica durante un período de 30 años (1960-1990) (Stuyt, 1992a).

#### Espesor

El *espesor* de envolturas enrolladas previamente sirve de referencia para la uniformidad y conformidad. Además, el espesor de una envoltura es considerado un factor importante en análisis teóricos, ya que tiene influencia sobre la capacidad de retención de suelo, la resistencia de entrada de tuberías de drenaje y el gradiente de salida en la interfase suelo-envoltura.

La principal función de una envoltura es retener partículas de suelo. En este aspecto, los criterios de diseño del espesor de envoltura son irrelevantes. Sin embargo, pueden tener porosidades mayores envolturas más gruesas, lo cual explica su popularidad cuando es previsible que haya obstrucción química. Por tanto, al proceder a seleccionar una envoltura, su espesor es un parámetro importante y a menudo significativo en términos de seguridad.

El espesor de una envoltura debería ser una especificación importante si se desea reducir la resistencia de entrada o si la reducción de la resistencia de entrada es el único objetivo del uso de una envoltura (véase el Capítulo 4, Apartado *Resistencia al flujo de aproximación y entrada*). Aunque una envoltura fina puede reducir sustancialmente la resistencia de entrada, la reducción óptima se obtiene con un espesor de 5 mm, siempre que la conductividad hidráulica del geotextil no sea el factor limitante, lo que por general no ocurre (Nieuwenhuis y Wesseling, 1979; Dierickx, 1980). Un mayor incremento de espesor no tiene una influencia marcada en la resistencia de entrada aunque el radio efectivo continúe aumentando, ya que una envoltura relativamente permeable reemplaza el material del suelo que es generalmente menos permeable.

Cuando se utilizan envolturas para reducir el gradiente de salida (véase el Capítulo 4, Apartado *Gradiente de salida*), el espesor de envoltura también es un parámetro de diseño importante. El procedimiento de diseño del espesor de envoltura, tal como ha sido propuesto por Vlotman *et al.* (2000) muestra que aún geotextiles finos ( $\leq 1$  mm) pueden reducir considerablemente el gradiente de salida en la interfase suelo-envoltura. Sin embargo, cuanto mayor sea el diámetro del dren menor será el gradiente hidráulico cerca del dren. Por tanto, envolturas «gruesas» o «voluminosas» (es decir, de espesor  $> 5$  mm) se consideran generalmente más seguras que las finas, sobre todo si los drenes se usan ocasionalmente para drenaje controlado o para riego subterráneo (infiltración subterránea).

Para PLM, la especificación de un espesor mínimo fue introducida para garantizar una cobertura completa con una envoltura más o menos homogénea. De acuerdo a la norma-EN provisional (CEN/TV155/WG18, 1994) se requieren los siguientes espesores mínimos:

- PLM fibroso, sintético: 3 mm (p. ej. fibras PP).
- PLM granular, sintético: 8 mm (p. ej. gránulos de polistireno).
- PLM fibroso, orgánico: 4 mm (p. ej. fibras de coco).
- PLM granular, orgánico: 8 mm (p. ej. virutas de madera, serrín).

La norma-EN provisional especifica además que el promedio del espesor de cada prueba no se debe desviar más del 25 por ciento del declarado por el fabricante.

Se encuentran geotextiles disponibles desde tejidos laminares muy finos hasta materiales de tipo alfombra gruesos.

### ***Masa por unidad de área***

La masa por unidad de área no es un criterio de selección y por tanto no está especificada. La determinación de la masa puede llevarse a cabo como medida de control de la uniformidad y conformidad. De acuerdo con la norma-EN provisional, para asegurar que el producto sea homogéneo la masa no debería desviarse más del 25 por ciento de la masa especificada por el fabricante.

### ***Tamaño de abertura característico y criterio de retención***

El tamaño de abertura característico, derivado de la distribución del tamaño de poros o curva porométrica de la envoltura, es el criterio de selección más importante ya que determina la efectividad de la envoltura para retener material del suelo circundante.

Generalmente, la retención de partículas de suelo no es problema ya que se dispone de telas muy finas. Sin embargo, investigación de laboratorio y experiencia práctica han revelado que las envolturas finas son vulnerables a obstrucción y colmatado mineral.

La obstrucción de una envoltura es la disminución del número de sus orificios activos cuando el material se pone en contacto con un suelo. Por otro lado, el colmatado es la reducción con el tiempo de los orificios activos de una envoltura debido a la acumulación gradual de partículas dentro y sobre su superficie, p. ej. por partículas suspendidas en agua turbia. Por ello, las especificaciones para envolturas deberían cubrir tanto criterios de retención de suelo como criterios para impedir la obstrucción y colmatado de la envoltura. Investigación intensiva ha dado como resultado criterios para retención de partículas de suelo y recomendaciones con respecto a los problemas de obstrucción y colmatado.

La capacidad de una envoltura para retener material del suelo se expresa como la relación entre el tamaño de poros característico de una envoltura y el tamaño de partícula característico del suelo en contacto con dicha envoltura. En muchos países se utiliza con buenos resultados el  $O_{90}$  como tamaño de poro característico para PLM orgánicos y sintéticos y también para geotextiles.

El  $O_{90}$  de una envoltura de dren es el tamaño de poro para el que el 90 por ciento de los poros de dicha envoltura es menor. Por lo general, el valor  $O_{90}$  se obtiene cerniendo en seco fracciones de arena bien conocidas, por lo que la envoltura por sí misma se usa como cedazo, y se mide la cantidad retenida de cada fracción. También se aplica con este propósito cernido húmedo o hidrodinámico, que usa suelo graduado y por lo general da valores menores de  $O_{90}$  que los que se obtienen con cernido en seco.

En 1994, un grupo de trabajo de investigadores e ingenieros desarrolló en Europa un nuevo sistema de clasificación de PLM. Definieron tres clases de envolturas según el tamaño de abertura efectivo de los poros de la envoltura ( $O_{90}$ ) como sigue:

PLM-XF extrafino	$100 \mu\text{m} \leq O_{90} \leq 300 \mu\text{m}$ .
PLM-F fino	$300 \mu\text{m} \leq O_{90} \leq 600 \mu\text{m}$ .
PLM-S estándar	$600 \mu\text{m} \leq O_{90} \leq 1100 \mu\text{m}$ .

En la norma-EN provisional (CEN/TC155/WG18, 1994) se han aceptado solamente dos clases de PLM, a saber PLM-F y PLM-S.

En los Países Bajos, las directrices prácticas para el uso de envolturas consideran tres valores de  $O_{90}$  «estándar»: 450, 700 y 1000  $\mu\text{m}$ , siendo con mucho el de 450  $\mu\text{m}$  el más ampliamente usado en una gran variedad de suelos. Estas cifras fueron aceptadas una vez que Stuyt (1992a) confirmó la evidencia de la validez del parámetro  $O_{90}$  utilizando datos de campo. En Bélgica, el  $O_{90}$  de una envoltura PLM debe variar entre 600 y 1000  $\mu\text{m}$  para obras públicas de drenaje.

Un **criterio de retención** frecuentemente usado, también llamado criterio de filtro o factor «puente» de una envoltura, es la relación  $O_{90}/d_{90}$ . En esta relación,  $d_{90}$  es el diámetro de partícula del suelo en contacto con la envoltura donde el 90 por ciento de las partículas en peso es menor. Otros numerosos criterios de retención han sido propuestos en la literatura científica, que han sido publicados en cuadros sinópticos, p. ej. por Dierickx (1993) y Vlotman *et al.* (2000). Sin embargo, el número de criterios confunde al ingeniero proyectista, sobre todo porque muchos criterios son contradictorios. Esto se explica porque los criterios fueron elaborados bajo condiciones de límite muy diferentes y usando técnicas y equipos diversos.

Experimentos de laboratorio han indicado claramente que la probabilidad de retención de partículas de suelo es mayor cuando el tejido es más grueso. Por tanto, el tamaño de poro característico de una envoltura puede ser mayor para envolturas gruesas para una misma capacidad de retención. Sin duda, los criterios de retención están ligados al espesor de envoltura.

A partir de estudios de laboratorio con modelos de suelos analógicos, Dierickx (1987) y Dierickx y Van der Sluys (1990) dedujeron los siguientes simples criterios de retención para uso en drenaje subterráneo:

- $O_{90}/d_{90} \leq 5$  para envolturas «gruesas»  $\geq 5$  mm (PLM).
- $O_{90}/d_{90} \leq 2,5$  para envolturas «finas»  $\leq 1$  mm (geotextiles).

Para envolturas con un espesor variable entre 1 y 5 mm, la relación  $O_{90}/d_{90}$  puede ser interpolada paso a paso (Dierickx, 1992a) o linealmente (Vlotman *et al.*, 2000). El procedimiento paso a paso da un valor de  $O_{90}/d_{90}$  para un rango de espesores y es en cierto modo más práctico que el procedimiento lineal que proporciona un valor específico de  $O_{90}/d_{90}$  para cada espesor.

Los criterios de retención para espesores de PLM y geotextiles entre 1 y 5 mm de acuerdo con el procedimiento de fases sucesivas son:

- $O_{90}/d_{90} \leq 3$  para espesores entre 1 y 3 mm.
- $O_{90}/d_{90} \leq 4$  para espesores entre 3 y 5 mm.

Considerando el criterio de retención de una envoltura fina, la mayoría de los problemas en drenaje subterráneo serán evitados para envolturas en las que el  $O_{90} \geq 200 \mu\text{m}$ .

Observaciones de campo de Stuyt (1992a, b) confirmaron en gran medida los resultados de laboratorio. Stuyt investigó con una mini-cámara de vídeo la relación entre el tamaño  $O_{90}$  de materiales envolventes y el espesor de la capa de sedimento dentro de tuberías cinco años después de su instalación. En total se investigaron 9634 m de drenes (184 laterales) con tuberías que tenían diámetros externos de 60 y 65 mm. En los Países Bajos, no se toleran generalmente capas de sedimento mayores de 15 mm. El tamaño  $d_{90}$  de los suelos fue en la mayor parte de los casos de aproximadamente 150  $\mu\text{m}$ . La correlación entre el espesor de la capa de sedimento dentro de las tuberías y el tamaño  $O_{90}$  de la envoltura fue significativa (Cuadro 3). Sin reparar en la medida  $O_{90}$ , las envolturas voluminosas retuvieron más suelo que las finas. Envolturas con valores mayores de  $O_{90}$ , es decir las que tenían aberturas más grandes, presentaban peores propiedades de retención. La materia prima con la cual se fabricaron las envolturas no fue significativa. Stuyt (1992a) también encontró que las relaciones  $O_{90}/d_{90}$  propuestas anteriormente eran válidas para los suelos problemáticos investigados. La mayor parte de las envolturas utilizadas en los campos experimentales tenían relaciones  $O_{90}/d_{90}$  más bien altas (4 a 5).

Experimentos con agua turbia o cargada con partículas de suelo en suspensión indican que los geotextiles son vulnerables al colmatado cuando  $O_{90}/d_{90} \leq 1$  (Dierickx, 1990; Faure, 1991). Por tanto, la relación  $O_{90}/d_{90} = 1$  es el límite más bajo para la retención de partículas de suelo, para cualquier espesor de envoltura. Los fenómenos de obstrucción y colmatado de una envoltura no son sin embargo tan evidentes, ni en experimentos de laboratorio con suelos ni en experimentos de campo. Por ello, el límite mínimo  $O_{90}/d_{90} \geq 1$  debe considerarse más una recomendación que un criterio de diseño rígido.

En la investigación llevada a cabo por Stuyt (1992a), envolturas con un valor de  $O_{90}/d_{90}$  cercano a 1 tuvieron espesores de sedimento tan bajos que las envolturas parecían actuar como filtros. Por ello, en el caso de geotextiles finos la relación  $O_{90}/d_{90}$  debería estar próxima al límite superior. Por otro lado, el límite superior, establecido en 5 para materiales voluminosos (Dierickx, 1987), parece ser seguro para PLM voluminosos,

**CUADRO 3**  
**Valores ajustados para el espesor de sedimentación (mm) mediante un modelo de regresión, dependiendo del tamaño efectivo de abertura de los poros de la envoltura ( $O_{90}$ ) y del tipo de envoltura (fina o gruesa), para observaciones hechas en tres campos experimentales en los Países Bajos (según Stuyt, 1992a)**

$O_{90}$ ( $\mu\text{m}$ )	Campo experimental					
	Uithuizermeeden		Valtermond		Willemstad	
	Fina	Voluminosa	Fina	Voluminosa	Fina	Voluminosa
250	2,1	0,9	4,5	0,8	9,7	8,5
500	3,9	2,6	6,3	2,5	11,0	10,2
1000	5,6	4,3	8,0	4,3	13,2	11,9

dato que se tolera un espesor máximo de sedimento de 15 mm en tuberías de diámetro externo de 60 y 65 mm (Cuadro 3). En suelos con cierta cohesión, y por tanto con cierta estabilidad estructural, han sido utilizadas con éxito envolturas voluminosas con relaciones  $O_{90}/d_{90}$  tan altas como 7.

Por ello, en Bélgica y los Países Bajos el criterio de retención  $O_{90}/d_{90}$  aplicado satisfactoriamente para envolturas, fue adoptado como principal parámetro de diseño. Las recomendaciones para la utilización de envolturas se basan también en algunas consideraciones adicionales (Huinink, 1992; Van Zeijts, 1992) pero el criterio  $O_{90}/d_{90}$  es el más importante.

Tejidos fabricados localmente tales como urdimbre de alfombras, que satisfagan o puedan satisfacer los requisitos anteriores con algunas modificaciones, son tan adecuados como geotextiles importados. Por tanto, pueden usarse como materiales envolventes fiables.

### *Conductividad hidráulica*

La conductividad hidráulica de envolturas debe ser mayor que la del suelo para reducir la resistencia de entrada de tuberías de drenaje, de forma que no exista presión hidráulica fuera de la envoltura. De las investigaciones de Nieuwenhuis y Wesseling (1979) y Dierickx (1980) se puede concluir que una reducción sustancial de la resistencia de entrada se obtiene cuando  $K_e/K_s \geq 10$ , donde  $K_e$  es la conductividad hidráulica de la envoltura y  $K_s$  la del suelo (véase el Capítulo 4, Apartado *Dren con envoltura*).

La conductividad hidráulica, perpendicular o en el plano de la envoltura, difícilmente puede ser un problema, porque las envolturas son mucho más permeables que el suelo circundante que deben retener. Aún bajo carga, la conductividad hidráulica de envolturas compresibles satisfará los requisitos de conductividad.

Sin embargo, si se colocan envolturas en contacto con suelo, pueden llenar los poros partículas de suelo y obstruir parcialmente sus orificios con resultado de disminución de la conductividad hidráulica en la interfase suelo-envoltura. Además, las envolturas se pueden colmatar como resultado de depósitos de partículas, precipitados químicos o de ambos y con el tiempo llegar a ser menos permeables. Es muy difícil evaluar la obstrucción y colmatado de envolturas. De cualquier manera, se puede asumir que si se tiene en cuenta el límite inferior de los criterios de retención se garantiza una relación favorable de conductividad hidráulica.

### *Repelencia del agua*

Los PLM no presentan problemas para mojarse mientras que los geotextiles pueden tenerlos y la repelencia del agua puede ser un problema. Esta repelencia conlleva que se necesita una mínima carga hidráulica sobre el geotextil antes de que a través de él empiece a fluir agua (Lennoz-Gratin, 1992). Una vez que ha entrado agua en la tubería a través de la envoltura, el problema de la repelencia se soluciona y por lo general no se repetirá. La resistencia a empaparse también disminuye cuando el geotextil entra en contacto con un suelo húmedo. Trabajo de investigación llevado a cabo por Dierickx

En resumen, pueden aceptarse los siguientes criterios de retención para geotextiles y PLM:

$1 \leq O_{90}/d_{90} \leq 2,5$  para espesor de envoltura  $\leq 1$  mm.

$1 \leq O_{90}/d_{90} \leq 3,0$  para espesor de envoltura entre 1 y 3 mm.

$1 \leq O_{90}/d_{90} \leq 4,0$  para espesor de envoltura entre 3 y 5 mm.

$1 \leq O_{90}/d_{90} \leq 5,0$  para espesor de envoltura  $\geq 5$  mm.

$O_{90} \geq 200 \mu\text{m}$ .

Para minimizar el riesgo de colmatado mineral se recomienda que  $O_{90}/d_{90} \geq 1$ ; además generalmente se prefieren envolturas que tengan relaciones  $O_{90}/d_{90}$  cercanas al límite superior del rango de valores propuesto.

(1996a) mostró que el problema de empapamiento es principalmente un problema inicial de geotextiles secos. La carga inicial necesaria para la mayoría de los geotextiles ensayados es menor de 2 mm. En otros casos varía entre 5 y 30 mm pero un geotextil necesitó una carga inicial de 64 mm. Aunque la repelencia del agua inicial no parece ser general, no deben usarse como envoltura de dren geotextiles que presenten este fenómeno, para evitar el riesgo de deterioro de la estructura del suelo cerca de la envoltura debido a acumulación inicial de agua.

De acuerdo con la norma ISO 811 (1981) para la determinación de la resistencia a penetración de agua en materiales textiles, en los países de la Unión Europea se ha adoptado un procedimiento de ensayo para examinar cualitativamente en geotextiles la repelencia del agua (prEN 13562, 1999).

### *Propiedades mecánicas*

Las propiedades mecánicas de las envolturas son en su mayoría de importancia secundaria. No presentan problemas específicos geotextiles usados como envoltura de dren, ya que son diseñados para ello y se usan normalmente en las circunstancias más complejas. Además, los problemas que surgen ocasionalmente en su manejo (p. ej. rasgaduras) pueden repararse antes de la instalación.

La *compresibilidad* de envolturas comprimibles tiene un gran efecto sobre el tamaño de abertura característico y sobre la conductividad hidráulica. El tamaño de los orificios normalmente disminuye en estado comprimido de modo que un factor de seguridad surge automáticamente. La conductividad hidráulica también decrece, si bien la naturaleza altamente permeable de la envoltura asegura que la relación de conductividad hidráulica se obtenga también en estado comprimido. Además, la compresibilidad de las envolturas más gruesas compuestas de fibras también más gruesas es pequeña, pero no deberían usarse como envoltura de dren envolturas gruesas fácilmente compresibles hechas de fibras finas.

*Abrasión* es el desgaste de una parte de la envoltura por fricción con otro material, ya sea durante el transporte o instalación de tuberías de drenaje revestidas previamente. Los agujeros debidos a abrasión o a cualquier otra causa, detectados antes de la instalación, deben repararse en el campo si no son desmedidos. Es menos probable que ocurra abrasión durante la instalación, dado el escaso tiempo que la tubería forrada discurre a través de la máquina.

Los geotextiles se enrollan manual o mecánicamente alrededor de tuberías de drenaje, por lo que es necesaria cierta *resistencia a la tracción*. Dierickx (1994) propuso una resistencia a la tracción de 6 kN/m determinada de acuerdo al ensayo de tracción de gran anchura (EN ISO 10319, 1996). Los geotextiles deben formar puentes entre las corrugaciones de tuberías de drenaje grandes y no deben ceder entre las corrugaciones a causa de la carga de suelo. Por tanto, la elongación debe ser pequeña, pero este requisito tiene significado solamente si el geotextil está enrollado apretadamente. Como esto nunca ha sido un problema práctico tampoco se han establecido requisitos de elongación.

La *resistencia a la punzadura estática* también es solamente aplicable en drenes con corrugaciones grandes donde un geotextil fuertemente enrollado puentea las corrugaciones. El geotextil debe resistir la carga del suelo entre corrugaciones y a punzaduras causadas por piedras o terrones de suelo duro. Estos fenómenos son simulados por un ensayo de punzadura estática, mediante el cual puede determinarse la fuerza requerida para hacer pasar un émbolo plano a través de un geotextil. No existen requisitos ya que este problema nunca ha ocurrido en drenaje subterráneo.

### **DISPONIBILIDAD Y COSTE**

La disponibilidad y el coste de los materiales de drenaje están estrechamente interrelacionados. Los costes varían continuamente dado que dependen de varios factores parcialmente impredecibles, tales como la tasa de cambio de divisa y el coste de mano

de obra. Como referencia, en este capítulo se dan varias indicaciones sobre costes de materiales de drenaje.

Aquí no se especifica el coste de envolturas de grava porque la disponibilidad local de material granular adecuado está declinando rápidamente. Además, el coste de instalación depende en gran parte de circunstancias locales. En el Proyecto Integrado de Mejora de Suelos y Aguas en Egipto (ISAWIP-siglas en inglés), el coste de envolturas de grava locales era cuatro veces el de envolturas de tejido sintético importadas de Canadá (Metzger *et al.*, 1992). En el Cuarto Proyecto de Drenaje del Instituto Internacional de Investigaciones sobre Anegamiento y Salinidad (IWASRI-siglas en inglés) de Pakistán, el coste de envolturas sintéticas fue un 40 por ciento menor que el coste de envolturas de grava. La instalación de envolturas sintéticas fue además más fácil y más rápida (IWASRI, 1997). Así, aún si el precio de la grava es competitivo, se deben agregar los costes de combustible y de mano de obra, y por tanto es irrelevante considerar solamente el precio de la materia prima. Vlotman *et al.* (2000) citan costes de envolturas de grava (material y transporte) en varios proyectos en Pakistán. En todos los proyectos, los costes de material y transporte de materiales sintéticos fueron inferiores al coste de la grava. Lamentablemente, en este análisis no se incluyó el alto coste de instalación de grava comparado con el de instalación de tuberías revestidas previamente. La relación coste/beneficio es ciertamente favorable a envolturas PLM y a geotextiles.

Las envolturas PLM hechas de fibras de PP y de fibras de coco dominan el mercado en el noroeste de Europa. Sólo ocasionalmente se utilizan envolturas PLM hechas de fibras de turba.

En el Cuadro 4 se presenta, como indicación del coste de materiales de drenaje, el de tuberías y envolturas PLM en los Países Bajos. Los precios absolutos no se dan, pero se especifica el coste relativo de tubería y material envolvente para varios diámetros de tuberías y materiales envolventes. Las cifras están basadas en tubería de PVC corrugada y se obtuvieron de contratistas con una producción elevada. El precio de instalación de un metro de tubería de drenaje forrada previamente es aproximadamente igual al de un metro de tubería de 60 mm sin envoltura.

En el Cuadro 4 se puede observar que el precio de envoltura PLM más bajo comprende una parte sustancial del precio de una tubería revestida previamente, especialmente en tuberías de menor diámetro. En 1998, en los Países Bajos hubo un ligero incremento del precio de fibras de residuos de polipropileno. Estas fibras no se encuentran ya disponibles en las grandes cantidades que fueron utilizadas anteriormente. Las compañías holandesas de envoltura de tubería están experimentando con otros materiales de residuos sintéticos, en un esfuerzo por comercializar envolturas competitivas para los próximos años.

La selección de un material envolvente depende de varios factores siendo el precio obviamente importante. La facilidad de manejo del material es también un factor a tener en cuenta. Las envolturas de fibra de coco liberan cantidades sustanciales de polvo durante el manejo e instalación, sobre todo en tiempo seco, mientras que las de fibra de PP no. Experiencias previas de los agricultores son importantes porque en general tienden a solicitar una envoltura similar a la usada anteriormente.

### REVISIÓN DE EXPERIENCIA LOCAL SOBRE MATERIALES DE DRENAJE

Es esencial una caracterización adecuada de las propiedades del suelo, condiciones de campo (p. ej. la profundidad de la capa freática) y propiedades físicas de los materiales envolventes. En este contexto, el término «suelos problemáticos» es más bien vago y necesita una nueva definición. Esto también ocurre con los materiales envolventes, porque una descripción genérica como «envoltura de PP» no tiene significado alguno, ya que puede abarcar todo el intervalo desde geotextiles finos hasta PLM voluminosos.

Generalmente, en un proceso de selección de una envoltura es muy útil comparar sistemáticamente la experiencia obtenida en otros lugares. Las envolturas sintéticas, ya

CUADRO 4

Coste relativo de envolturas PLM en los Países Bajos en 1998, expresado como porcentaje del coste de la envoltura respecto a una tubería de PVC corrugado junto con un producto revestido previamente, sin incluir el coste de instalación. El tamaño ( $O_{90}$ ) está especificado en paréntesis

Coste relativo de varios materiales envolventes										
Diámetro de tubería (mm)	Longitud de rollo (m)	Typar	Fibras de coco	Fibras de residuos de polipropileno	Fibras de residuos de polipropileno	Envoltura tejida de poliéster	Fibras de coco	Gránulos de poliestireno en red	Fibras de polipropileno	Fibras de polipropileno (pesada)
		(270)	(1000)	(300)	(450)	(400)	(700)	(1000)	(700)	(700)
50	200	43	46	47	49	50	54	-	60	75
60	150	40	50	44	46	46	50	71*	57	73
65	150	35	39	39	41	41	46	62	52	69
80	100	33	37	39	41	41	43	-	49	65
100	100	31	40	40	42	37	43	-	47	64

\* El diámetro externo de la tubería de 60 mm forrada es 100 mm, o sea el espesor de la envoltura es 20 mm.

sean PLM o geotextiles, han demostrado ser confiables y durante los últimos 20 años se han utilizado con éxito en Canadá, Estados Unidos de América y Europa. Estos materiales también se han usado satisfactoriamente en experiencias de campo a gran escala en Egipto y Pakistán. En este último país también se han usado como envoltura para drenes interceptores. Esto demuestra la posibilidad de transferir materiales sintéticos de una región a otra.

Framji *et al.* (1987) resumieron el uso de materiales envolventes en un gran número de países. Estos datos se han incluido en el Cuadro 5, que se ha ampliado con información adicional de otras fuentes, incluyendo la proporcionada por los participantes en el Curso Internacional de Drenaje de Tierras (Wageningen, 1997-1999). En el siguiente apartado se describen brevemente algunas experiencias locales que se consideran meramente informativas.

### Zonas áridas y semiáridas

En *Etiopía*, en el proyecto de drenaje *Melka Sadi Pilot* se llevaron a cabo ensayos para evaluar envolturas de drenaje. En un proyecto piloto se probaron tres envolturas diferentes, que comprendían ceniza roja disponible localmente, grava y un filtro de tela manufacturado. El coste de la grava fue seis veces el del filtro de tela. El funcionamiento de grava y ceniza fue mejor que el del filtro de tela (Woudeneh, 1987).

En *Egipto*, funcionaron satisfactoriamente materiales envolventes voluminosos producidos localmente como fibras de residuos de PP y PA ( $O_{90}$  de 330 y 400  $\mu\text{m}$  respectivamente) (Dierickx, 1992a). Sin embargo, el forrado de tuberías de drenaje no fue satisfactorio ocasionalmente. El hilo de las tuberías revestidas previamente era flojo y el material envolvente no cubría totalmente la tubería. Tras el transporte y manejo en campo aparecían áreas sin cubrir en muchas partes de la envoltura y además el precintado de las mismas en ambos extremos del rollo algunas veces era inadecuado por lo que la envoltura quedaba suelta (DRI, 1997).

En los distritos de riego del noroeste de *México* se fabrican localmente tubos de PE corrugado de un diámetro de 100 mm para laterales y de 150 mm para colectores. Deben cumplir con las normas ASTM (Capítulo 9). Las tuberías para colectores son aproximadamente dos veces más caras que las de laterales. Como envoltura de dren se usan láminas de poliéster cuyo coste es el 30 por ciento del coste de la tubería forrada.

Un resultado interesante de recientes proyectos de ensayo de envolturas en *Pakistán* es que los materiales sintéticos producidos en el país funcionaron bien en laboratorio y han mostrado potencial para su uso en campo. No es improbable que IWASRI pueda



recomendar eventualmente a la *Water and Power Development Authority* de Pakistan (WAPDA) el reemplazo de envolturas de grava por materiales sintéticos fabricados localmente. Estos materiales dieron mejores resultados que materiales más finos locales e importados y por tanto son objeto de ensayos de campo adicionales. En el proyecto de recuperación de tierras y control de la salinidad *Mardan Scarp* de Pakistan, Dierickx *et al.* (1995) recomendaron envolturas con un  $O_{90}$  entre 200 y 400  $\mu\text{m}$ .

En *Perú*, están fácilmente disponibles grava y arena gruesa a un coste muy razonable y han sido instaladas con éxito a mano y con máquinas zanjadoras. El uso de tubos de cerámica y hormigón no ha tenido mucho éxito. Muchos suelos son muy inestables y la instalación correcta de drenes fue complicada. La instalación manual fue bastante lenta y la anchura de excavación en la superficie del terreno fue de 6 a 15 veces la de la zanja abierta por una máquina zanjadora. Los tubos de hormigón fueron caros porque tuvieron que fabricarse con cemento resistente a sulfatos, ya que la mayor parte de los suelos del Perú que son aptos para agricultura contienen altos niveles de sulfato de calcio. Además, el ritmo de producción de tubos de hormigón fue bastante bajo. Entre 1983 y 1985 se instalaron 400 km de tubería corrugada de 65 y 100 mm. Estas tuberías fueron fabricadas en Perú con un extrusor importado de Europa (De la Torre, 1987).

### Trópicos húmedos

En *Costa Rica*, se importaron tuberías corrugadas de Estados Unidos de América para drenar plantaciones frutales, principalmente plataneras, especialmente en arenas de textura de media a gruesa. En suelos más finos, con baja estabilidad estructural, las tuberías fueron en su mayoría forradas previamente con geotextiles, p. ej. con poliamida hilada (Murillo, 1987).

En *la India*, se fabrican localmente materiales de drenaje. Se han instalado sistemas de drenaje de tierras agrícolas únicamente de forma experimental. Se han colocado drenes sin material envolvente en suelos arcillosos pesados y los sistemas funcionan satisfactoriamente. Se han utilizado con éxito geotextiles hechos localmente y raramente han surgido problemas (Oosterbaan, 1998). A mediados de la década de los ochenta se investigó en áreas piloto el funcionamiento de sistemas de drenaje subterráneo instalados en zanjas excavadas a mano y usando tubos de cerámica (Singh, 1987). En 1998, la mayoría de los sistemas de drenaje se instalaba manualmente.

### Zonas templadas

En *Bélgica*, dejaron de instalarse tubos de cerámica en 1975 cuando fueron reemplazados por tuberías de PVC corrugado. El uso de envolturas está muy difundido porque en casi todos los suelos existe riesgo potencial de colmatado. Los materiales envolventes han evolucionado desde paja de lino y fibras de coco hasta fibras sintéticas sueltas. Actualmente se usa casi exclusivamente fibra de PP sintético suelto pero la fibra de coco todavía está disponible.

Para sistemas de drenaje subterráneo de tierras agrícolas en los *países escandinavos* a menudo se usa serrín de coníferas como material envolvente. En *Dinamarca*, en suelos inestables la tubería de drenaje se protege del colmatado mineral mediante una lámina sintética colocada por debajo de la tubería y con grava o serrín a los lados y por encima de la tubería. En *Noruega*, el 50 por ciento del serrín se descompone después de 20 años, aunque algunos drenes han estado en operación más de 30 años, lo cual puede deberse a las bajas temperaturas de Escandinavia. El serrín se aplica en capas de 50 a 70 mm de espesor (Mortensen, 1987).

Aproximadamente el 60 por ciento de las tuberías de drenaje instaladas en la antigua *Alemania Occidental* fueron con envoltura (Eggelsmann, 1982). Se han usado ampliamente envolturas orgánicas de turba, paja de centeno y fibra de coco. Se fabricaron incluso envolturas de viruta de madera conteniendo taninos a fin de impedir o reducir la formación de ocre (Eggelsmann, 1978). Se han utilizado diversas clases de

fibras y gránulos sintéticos pero los materiales más usados son geotextiles y envolturas de fibra de PP suelto.

Solamente el 5 por ciento de las tuberías de drenaje instaladas en **Francia** necesitan material envolvente. Las envolturas han evolucionado simultáneamente con las tuberías y mecanización del drenaje. Inicialmente se usaron ampliamente envolturas de fibra de coco, pero el riesgo de descomposición microbiológica de esta fibra obligó al uso de envolturas de fibra sintética suelta y más adelante de geotextiles. En la actualidad se utilizan casi exclusivamente geotextiles (Lennoz-Gratin, 1987).

En los **Países Bajos**, las recomendaciones para la selección de PLM son las siguientes (Huinink, 1992; Van Zeijts, 1992):

- No deben usarse envolturas conteniendo fibra de turba y «PP-450» en caso de riesgo potencial de ocre de hierro y si los drenes se utilizan también para riego subterráneo durante el verano.
- No requieren envolturas los suelos arcillosos evolucionados o «maduros» con un contenido de arcilla superior al 25 por ciento.
- Para la mayoría de otros suelos, como los arcillosos «inmaduros» con un contenido de arcilla superior al 25 por ciento y arenosos (francos), francos (arenosos), franco limosos y turbosos, puede seleccionarse cualquier envoltura siguiendo las recomendaciones especificadas en el Cuadro 6.
- Se excluyen suelos arcillosos con un contenido de arcilla menor al 25 por ciento, limos y arenas muy finas, que deberían drenarse con «PP-450» o en caso de ocre de hierro solamente con «PP-700».

En los Países Bajos, se usan materiales envolventes «finos» solamente con gran precaución y solo en suelos arenosos muy finos y altamente inestables (diámetro de partículas medio < 120 µm). Por diversas razones este tipo de envolturas nunca ha

CUADRO 6

**Aplicabilidad de envolturas de dren enrolladas previamente más populares en los Países Bajos** (adaptado de Huinink, 1992)

Material envolvente	Tipo de suelo <sup>1</sup>						
	Suelos con contenido de arcilla > 25 % a la profundidad del dren		Suelos con contenido de arcilla < 25 %, suelos francos y de textura muy fina, arenas estructuralmente inestables (diámetro de partícula medio < 120 µm)		Arenas francas y depósitos eólicos	Suelos arenosos (diámetro de partícula medio > 120 µm)	Suelos turbosos y turbas con capa superior del suelo arcillosa
	¿Perfil del suelo maduro al nivel de drenes?						
	Sí	No	Sí	No			
<b>Envolturas «voluminosas» (con espesor ≥1mm)</b>							
Coco ( $O_{90}$ = 700 o 1000 µm)	Ninguna <sup>2</sup>	Sí			Sí	Sí	Sí
Mezcla turba/coco, fibras de turba	Ninguna <sup>2</sup>	Sí <sup>3</sup>			Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>
Fibras de polipropileno de 450 µm	Ninguna <sup>2</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>	Sí <sup>3</sup>
Fibras de polipropileno de 700 µm	Ninguna <sup>2</sup>	Sí	-- <sup>4</sup>	-- <sup>4</sup>	Sí	Sí	Sí
Gránulos de poliestireno	Ninguna <sup>2</sup>	Sí			Sí	Sí	Sí
<b>Envolturas «finas» (con espesor &lt;1 mm)</b>							
Láminas de fibra de vidrio, Cerex, Typar, envoltura tejida	Ninguna <sup>2</sup>		Sí <sup>3,5</sup>			Sí <sup>3,5</sup>	

<sup>1</sup>En perfiles de suelos estratificados la selección de envoltura debe basarse en la capa con menor contenido de arcilla.

<sup>2</sup>No es necesaria envoltura; el suelo es estructuralmente estable y el riesgo de colmatado mineral de la tubería de drenaje es pequeño.

<sup>3</sup>No instalar este material envolvente si hay riesgo de colmatado con ocre de hierro o si los drenes se usan para drenaje controlado o para riego subterráneo.

<sup>4</sup>Usar este material envolvente solamente si hay un serio peligro de que el ocre de hierro ciegue los drenes.

<sup>5</sup>No usar una envoltura fina si el perfil del suelo a la profundidad de drenes contiene capas de turba.

llegado a ser muy popular. El precio de las envolturas finas no es competitivo y la mayoría de agricultores prefieren simplemente envolturas que tengan «un espesor visible y sustancial», ya que están convencidos que estas envolturas ofrecen un mejor servicio que las finas. Datos fiables, obtenidos en proyectos de investigación en áreas piloto que muestran claramente que este punto de vista «tradicional» no está siempre justificado, no han tenido un efecto apreciable. *La tradición es sin duda un factor importante cuando se procede a la selección de materiales de drenaje, especialmente envolturas.*

En las Marismas del estuario del Guadalquivir, en el sur de *España*, los tubos de cerámica son los más utilizados, aunque también se han usado tuberías de plástico corrugado. Los tubos de cerámica tienen un diámetro interior de 80 mm y una sección exterior cuadrada con un pequeño agujero longitudinal en cada esquina para asegurar una cocción uniforme de la arcilla durante el proceso de fabricación. Los drenes de PVC corrugado tienen un diámetro de 50 mm. La diferencia de coste entre los drenes de cerámica y PVC es pequeña y por tanto los agricultores prefieren los tubos de cerámica de diámetro mayor (Martínez Beltrán, 1987). Los drenes se instalaron durante la estación seca cuando el nivel freático estaba por debajo del nivel de drenes. Estos drenes no requieren envolturas porque los suelos de las Marismas son muy estables debido a que su contenido en arcilla supera el 65 por ciento. Nunca se ha observado colmatado mineral de tuberías de drenaje excepto en drenes cuyas salidas a colectores abiertos han estado sumergidas durante períodos de lluvias intensas.

En suelos franco arcillosos y franco limosos de la cuenca del Ebro, en el noreste de España, se instalaron en la década de 1970 drenes de PVC corrugado con envoltura de fibra de coco. No hay información sobre el funcionamiento de estos materiales de drenaje. También se han instalado drenes de PVC corrugados con envoltura de fibra sintética en suelos arenosos del delta del Ebro.

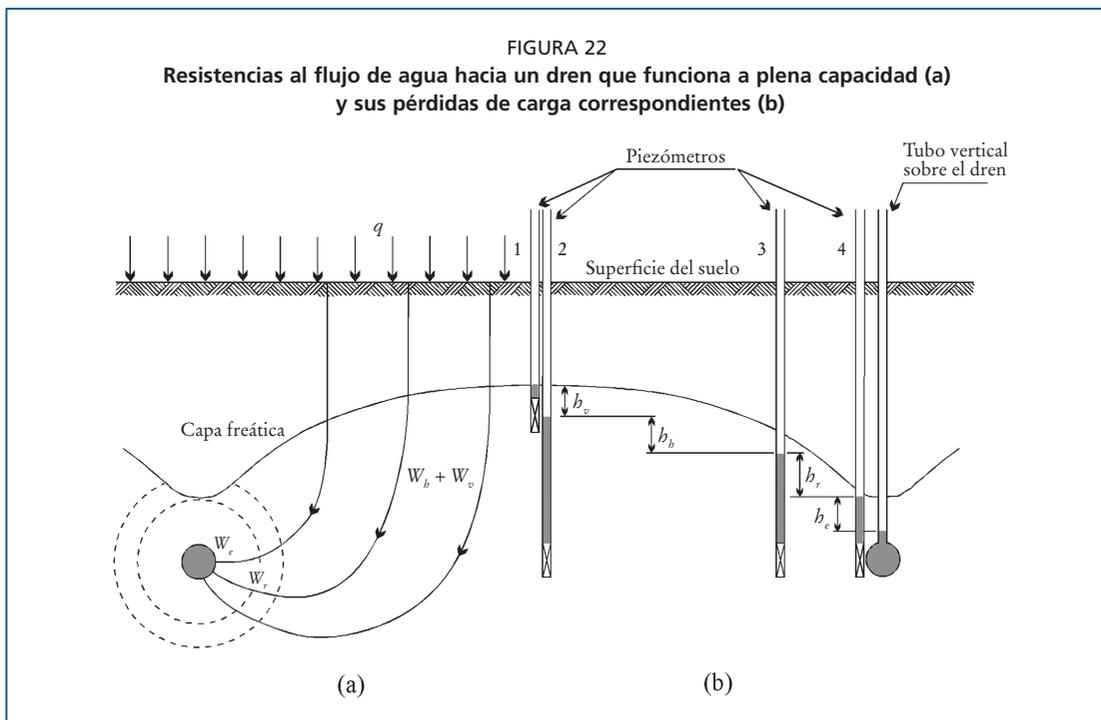
## Capítulo 4

# Flujo de entrada de agua en el dren y dentro de la tubería

### FLUJO HACIA EL DREN

Según Ernst (1954), el flujo del agua hacia un dren subterráneo consta de: flujo vertical descendente desde el nivel freático hasta el nivel del dren, flujo horizontal hacia el área próxima al dren, flujo radial hacia el dren y flujo de entrada de agua en el propio dren. Cada uno de estos flujos está sometido a una *resistencia* específica (Figura 22a). Para flujo en régimen permanente, la resistencia total es la suma de las resistencias vertical, horizontal, radial y de entrada. Estas resistencias pueden determinarse mediante piezómetros estratégicamente ubicados (Figura 22 b). Los piezómetros son tubos rígidos sin perforar de pequeño diámetro, con un filtro corto en su extremo inferior. El nivel del agua en el piezómetro representa la carga hidráulica en el suelo alrededor del filtro. Las diferencias de carga son una medida de las resistencias mencionadas. La pérdida total de carga ( $h_c$ ) es la suma de todas las diferencias indicadas en la Figura 22b:

- La *pérdida de carga vertical* ( $b_v$ ) es la diferencia de nivel de agua entre los piezómetros 1 y 2, situados en el punto medio entre dos drenes, con los filtros situados respectivamente en la proximidad del nivel freático y a la profundidad del dren.
- La *pérdida de carga horizontal* ( $b_h$ ) debida principalmente al flujo horizontal hacia el dren, es la diferencia de nivel de agua entre los piezómetros 2 y 3, con los filtros situados en el nivel del dren, respectivamente en el punto medio entre dos drenes y en la cercanía del dren.



- La *pérdida de carga radial* ( $h_r$ ) es la diferencia de nivel de agua entre los piezómetros 3 y 4, con filtros situados en el nivel del dren, respectivamente a cierta distancia del dren y junto al dren.
- La *pérdida de carga de entrada* ( $h_e$ ) es la diferencia de nivel de agua entre el piezómetro 4 y un tubo situado sobre el dren.

La relación entre la pérdida de carga y la correspondiente resistencia es la siguiente:

$$h_* = q L W_* \quad (1)$$

Donde  $h$  = diferencia de carga (m).

$L$  = espaciamiento entre drenes (m).

$q$  = caudal específico (m/d).

$W$  = resistencia (d/m).

\* = subíndice  $v$  (vertical),  $r$  (radial),  $e$  (entrada) o  $t$  (total).

La pérdida de carga total es entonces:

$$h_t = h_v + h_b + h_r + h_e \quad (2)$$

Algunas veces las resistencias  $W$  son reemplazadas por coeficientes sin dimensión  $\alpha$  que son independientes de la conductividad hidráulica del suelo:

$$\alpha_* = K_* W_* \quad \text{o} \quad W_* = \alpha_* / K_* \quad (3)$$

Donde  $K$  = conductividad hidráulica (m/d).

$\alpha$  = factor geométrico (sin dimensión).

Por tanto, la carga total puede expresarse por:

$$h_t = q L (W_v + W_b + W_r + W_e) = q L (\alpha_v / K_v + \alpha_b / K_b + \alpha_r / K_r + \alpha_e / K_e) \quad (4)$$

Ésta y otras teorías de drenaje, que se usan para calcular espaciamientos entre drenes, se basan en un conjunto de suposiciones relacionadas con el dren y las propiedades físicas de los suelos en que están ubicados. Aunque estas suposiciones son una aproximación, en la práctica el resultado es por lo general satisfactorio. Una de estas suposiciones es que el dren es un «dren ideal» sin resistencia de entrada, por lo que se considera una línea equipotencial. Generalmente se asume que el entorno del dren (material envolvente y suelo alterado de zanja) tiene tal conductividad hidráulica en comparación con la de suelo natural sin alterar, que puede desestimarse la resistencia de entrada, aunque la experiencia práctica ha mostrado que esto no siempre puede ser cierto. Sin embargo, es necesario investigar, tanto teórica como empíricamente, en qué casos se pueden presentar resistencias de entrada considerables.

A pesar de la existencia de un sistema de drenaje, puede producirse encharcamiento y exceso de agua en el suelo durante lluvias intensas, debido a la presencia de una capa de baja permeabilidad cerca de la superficie del suelo que origina una capa de agua colgada. También puede deberse a la compactación causada por maquinaria pesada, a la dispersión causada por lluvias intensas y en campos de deportes como resultado del juego. Esta capa de baja permeabilidad simplemente impide que el agua percole a la capa freática, pero no tiene ninguna relación con el sistema de drenaje subterráneo.

Como la FAO ha preparado directrices y programas de cálculo para el diseño de sistemas de drenaje subterráneo (FAO, 2007), este capítulo se limitará a analizar la influencia en el funcionamiento del dren de la resistencia de entrada y del flujo de agua en la tubería.

## RESISTENCIA AL FLUJO DE APROXIMACIÓN Y ENTRADA

El agua entra en un dren real a través de un número finito de perforaciones, que representan como máximo del uno al dos por ciento del área total de la pared de tubería. Aunque un dren real no altera el esquema general del flujo radial, las líneas de corriente convergen hacia las perforaciones en la proximidad del dren. Esto causa una *resistencia de entrada* ( $W_e$ ) y una pérdida de carga en la entrada ( $h_e$ ).

De acuerdo con la ecuación (1) y considerando la ecuación (3), la relación entre la pérdida de carga de entrada y la resistencia de entrada es la siguiente:

$$h_e = qLW_e = \frac{qL}{K_e} \alpha_e \quad (5)$$

La resistencia de entrada de un dren real puede calcularse teóricamente para ciertas formas y disposición de sencillas perforaciones o puede obtenerse si el esquema de flujo, tanto hacia un dren ideal como hacia un dren real, puede simularse con precisión (véase el Apartado *Resistencia de entrada de tuberías de drenaje*). En la mayoría de casos, la resistencia de entrada se obtiene empíricamente a partir de la pérdida de carga de entrada. Teóricamente, la pérdida de carga de entrada puede obtenerse directamente mediante la lectura de piezómetros colocados dentro y fuera del dren (Figura 22b). Sin embargo, en la práctica el piezómetro 4 se coloca a cierta distancia del dren para evitar la alteración del suelo causada al instalar el dren (Figura 23) y por ello la pérdida de carga medida incluye no solo la pérdida de carga de entrada sino también parte de la debida a la resistencia radial.

Cavelaars (1967) introdujo el concepto de «resistencia del flujo de aproximación» ( $W_{ap}$ ) y de «pérdida de carga debida al flujo de aproximación» ( $h_{ap}$ ) para esta área de flujo (Figura 23). De forma similar a la ecuación (5), la relación entre ambos parámetros del flujo de aproximación es la siguiente:

$$h_{ap} = qLW_{ap} = \frac{qL}{K_{ap}} \alpha_{ap} \quad (6)$$

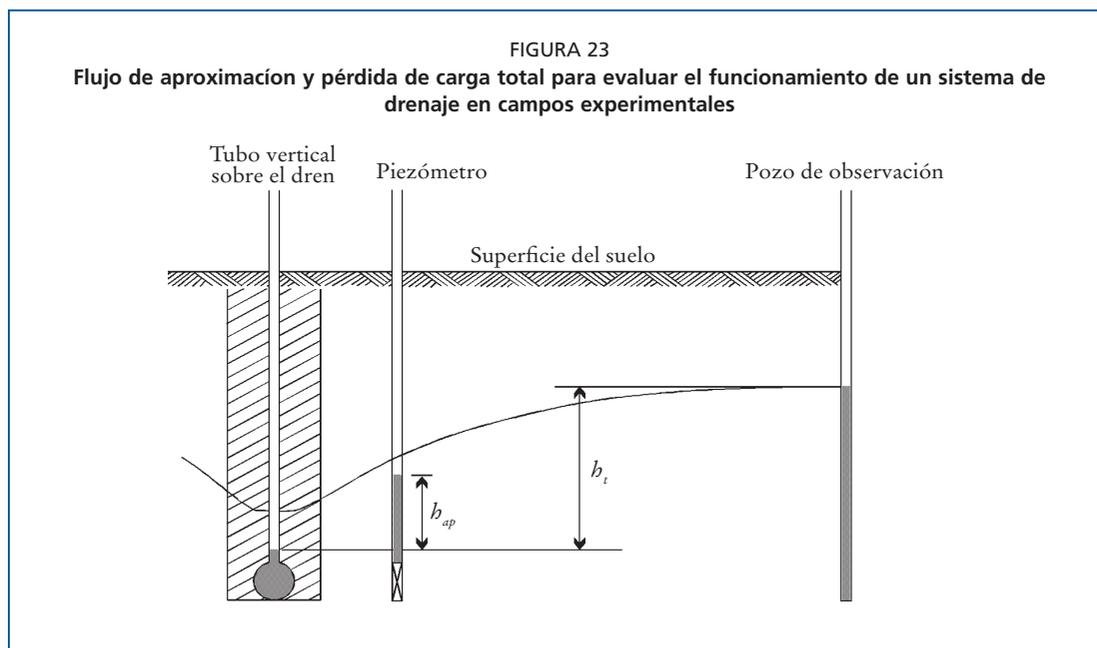
La carga medida ( $h_{ap}$ ) resulta de la resistencia de entrada, de la resistencia del suelo alterado alrededor del dren y de la resistencia radial en el suelo sin alterar, como se muestra en la figura 24, para un dren instalado en una zanja. También esto es válido para la instalación de drenes sin apertura de zanja, pero la zona alterada en este caso no está tan claramente delimitada como en el caso anterior.

La pérdida de carga determinada en campos experimentales es la pérdida de carga del flujo de aproximación, aunque comúnmente se llama «pérdida de carga de entrada» y se utiliza para calcular la «resistencia de entrada», p. ej. según Dieleman y Trafford (FAO, 1976).

También puede ser útil expresar la pérdida de carga del flujo de aproximación como un porcentaje de la pérdida de carga total. Para determinar la pérdida de carga total, pueden instalarse a media distancia entre dos drenes, tanto un piezómetro (piezómetro 1, figura 22b) como un pozo de observación (Figura 23). A diferencia del piezómetro, que está perforado solamente en su base, el pozo de observación está perforado en casi toda su longitud.

El flujo en la proximidad del dren es muy complejo, debido a la alteración del suelo, cuyas características físicas son heterogéneas y cambian con el tiempo y por ello son

La convergencia de líneas de corriente hacia las perforaciones de un dren real origina una resistencia adicional al flujo y una pérdida de carga, en comparación con el flujo a un dren ideal imaginario. La resistencia adicional se llama resistencia de entrada y la correspondiente pérdida de carga se denomina pérdida de carga de entrada.

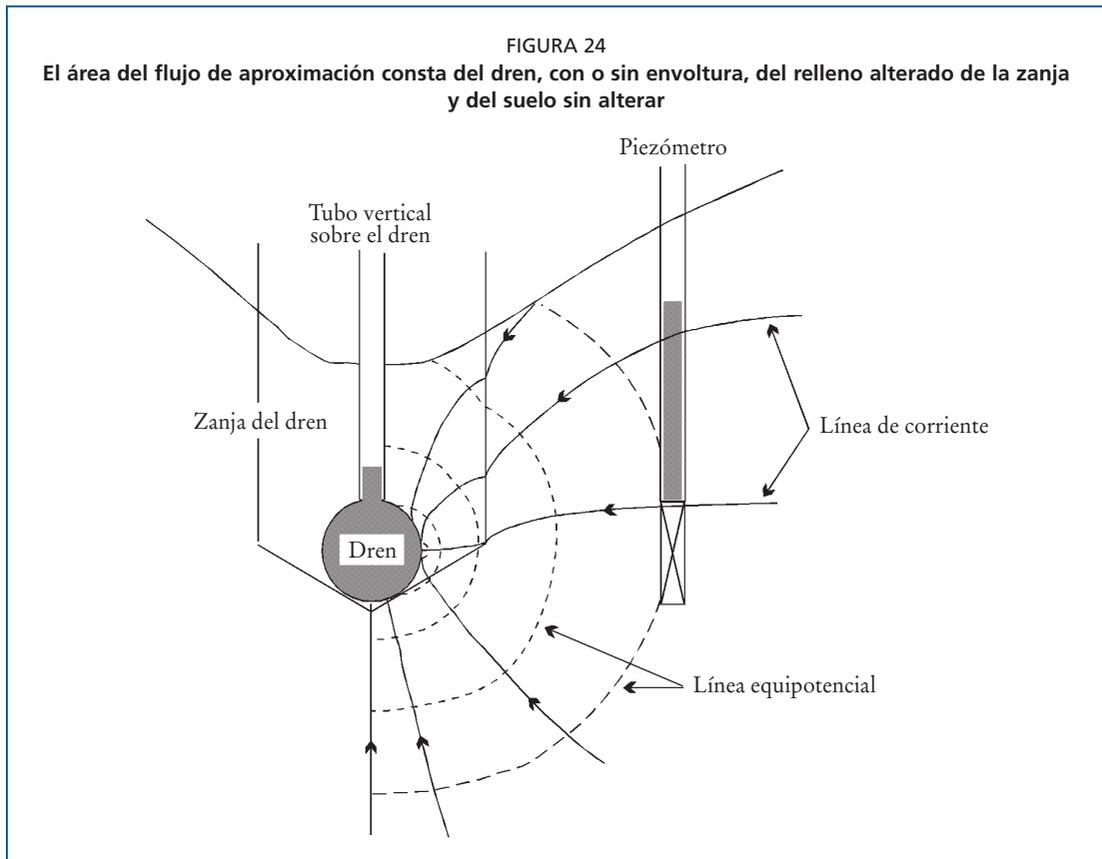


difíciles de predecir. La pérdida de carga debida al flujo de aproximación ( $b_{ap}$ ) depende de las propiedades físicas de este suelo alterado en torno al dren ( $K_{ap}$ ), del espaciamiento entre drenes y de los materiales de drenaje utilizados. Sin embargo, un buen material envolvente puede reducir  $\alpha_{ap}$  a valores tan bajos que el dren puede funcionar casi como un dren ideal.

Lo mismo ocurre si el suelo alrededor del dren es muy permeable, p. ej. si  $K_{ap}=10$  m/d. Esto ocurre sobre todo en suelos arcillosos con zanjas que han sido rellenadas o en suelos arcillosos y franco arcillosos bien estructurados con drenes instalados sin apertura de zanja. Por ello, en estos suelos la resistencia de entrada raramente es problemática, incluso si no se utiliza envoltura de dren. Esto se debe a que el agua en la proximidad de la tubería de drenaje a menudo sigue trayectorias preferenciales a través del relleno de zanja o a través de grietas y fisuras creados por una máquina que no abre zanja. La existencia de flujo preferencial está determinada por la relación entre la conductividad del suelo natural y la del suelo alterado, que puede tener permanentemente una conductividad hidráulica mayor. Sin embargo, algunos suelos alterados una vez que se han asentado, pueden llegar a ser menos permeables que el suelo natural. El suelo alterado en seco favorece en muchos casos el funcionamiento del drenaje, independientemente de si es homogéneo o heterogéneo o si el agua sigue trayectorias preferenciales o no.

Para que sea efectivo un sistema de drenaje subterráneo es necesario que las condiciones físicas del suelo en la proximidad del dren sean buenas. Solamente en esos casos materiales de drenaje apropiados funcionarán correctamente. En este contexto, «*buenas condiciones físicas del suelo*» es sinónimo de un suelo físicamente estable e hidráulicamente permeable. Este tipo de suelo que tiene agregados estables, se considera «*un suelo bien estructurado*».

La resistencia de entrada, la resistencia de suelo alterado y la resistencia radial son conceptos teóricos que no pueden separarse físicamente ni tampoco medirse separadamente en el campo. La pérdida de carga medida es la suma global de todas las pérdidas de carga que pueden considerarse teóricamente en el área del flujo de aproximación.



La instalación de drenes subterráneos origina cambios importantes en las propiedades físicas del suelo que rodea el dren. Estas propiedades son difíciles de cuantificar sobre todo porque no pueden observarse con precisión. Aún así, las propiedades físicas del suelo son fundamentales para el futuro éxito o fracaso del sistema de drenaje. Después de la instalación es necesario que se restablezca cierto equilibrio a medida que el suelo, de una forma u otra, se asienta alrededor del dren. La fuerza más importante que incide en este proceso es la fuerza de arrastre del agua freática que fluye hacia el dren. Son también importantes las fuerzas entre las partículas de suelo y los agregados que resisten a esta fuerza de arrastre. Además, la capacidad de retención de la tubería o de la envoltura del dren tiene una función importante. Según la forma de instalación de los drenes -con máquina zanjadora o sin apertura de zanja- la estructura del suelo alrededor del dren será «dañada», o en otras palabras, debilitada. En consecuencia, la capacidad natural del suelo para resistir las fuerzas perjudiciales del agua freática disminuirá. Un factor adicional, que complica la situación, es el hecho que la densidad del flujo de agua freática es mayor donde la estabilidad estructural del suelo es por lo general menor, o sea cerca del dren donde convergen las líneas de corriente.

El suelo puede compactarse localmente, especialmente cuando los drenes se colocan en húmedo. Si se instalan con un rejón vertical sin abrir zanja alguna, el efecto perjudicial sobre la estructura del suelo depende de la profundidad de instalación y del

La resistencia de entrada, definida por Dieleman y Trafford (FAO, 1976), es de hecho una resistencia del flujo de aproximación y difiere básicamente del concepto teórico de resistencia de entrada.

contenido de agua del suelo en el momento de la instalación. Hasta cierta profundidad, el rejón puede levantar el suelo creando fisuras y macroporos. Sin embargo, por debajo de esta profundidad crítica, el peso del suelo impide que se levante. En cambio, el suelo se desplaza lateralmente, se compacta y pule, y se destruyen localmente fisuras y macroporos naturales (Van Zeijts y Naarding, 1990).

## FLUJO DE ENTRADA DE AGUA EN LA TUBERÍA DE DRENAJE

### Gradiente de salida

La ley de Darcy describe el flujo laminar de agua a través de un medio poroso y expresa la proporcionalidad existente entre el caudal que fluye a través de una sección transversal y la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud, o entre el caudal específico y el gradiente hidráulico:

$$Q = KA \frac{dh}{dl} = KAi \quad (7)$$

Donde  $Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/d).  
 $A$  = área de la sección transversal (m<sup>2</sup>).  
 $K$  = conductividad hidráulica (m/d).  
 $dh$  = pérdida de carga hidráulica (m).  
 $dl$  = distancia en la que se mide  $dh$  (m).  
 $i$  = gradiente hidráulico o pérdida de carga por unidad de longitud (=  $dh/dl$ ).

Si las líneas de corriente son paralelas (Figura 25), el gradiente hidráulico  $i$  es el siguiente:

$$i = \frac{\Delta b}{\Delta l} = \frac{Q}{AK} \quad (8)$$

En este caso, para un  $Q$  dado, el gradiente hidráulico  $i$  es el mismo en cualquier punto de la región de flujo ya que  $A$  y  $K$  son constantes. De esta manera, el gradiente de salida  $i_{ex}$  o el gradiente donde el agua abandona el suelo es igual al gradiente hidráulico a través del sistema, que es constante.

Sin embargo, en el caso de flujo radial (Figura 26), el área de la sección transversal por unidad de longitud del dren a una distancia  $r$  del centro del dren es  $2\pi r$  y las líneas de corriente convergen. La descarga por metro lineal de dren es la siguiente:

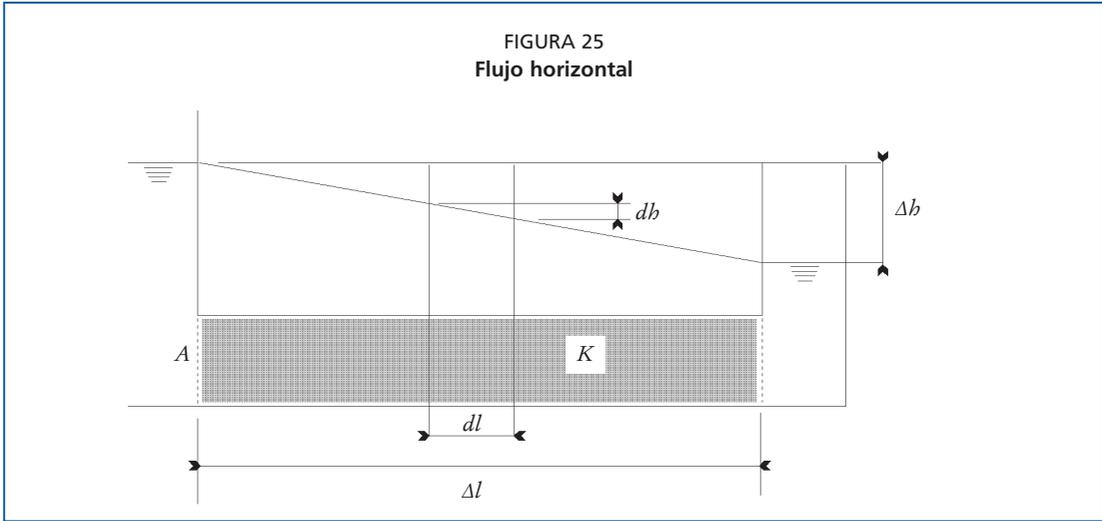
$$qL = 2\pi r K \frac{dh}{dr} \quad (9)$$

y el gradiente hidráulico:

$$i = \frac{dh}{dr} = \frac{qL}{2\pi r K} \quad (10)$$

donde  $q$  es el caudal específico (para flujo en régimen permanente igual al exceso de lluvia o de riego en m/d),  $L$  el espaciamiento entre drenes (m), y  $qL$  el caudal por metro lineal de dren (m<sup>2</sup>/d). En este caso, el gradiente hidráulico  $i$  ya no es constante para cierto caudal por metro lineal de dren sino que aumenta a medida que disminuye  $r$  y viceversa.

El gradiente de salida ( $i_{ex}$ ) es el gradiente hidráulico con el cual el agua abandona un medio y entra en otro. La interfase entre distintos medios puede ser suelo-agua, suelo-aire, suelo-envoltura, envoltura-agua o envoltura-aire. Cuando el agua entra en un dren, el medio que abandona puede ser el suelo o el material envolvente. El medio en el que entra puede ser agua o aire.



Considerando el flujo radial hacia un dren ideal, es decir completamente permeable, el gradiente de salida  $i_{ex}$  al abandonar el agua el suelo y entrar en el dren es mayor que en cualquier otro lugar de la región de flujo y es inversamente proporcional al radio del dren (Figura 27). Para drenes reales, las líneas de corriente convergen hacia las perforaciones de la pared de tubería, de modo que el gradiente de salida en las perforaciones es aún mayor. Sin embargo, para el cálculo del espaciamiento entre drenes un dren ideal de menor diámetro  $r_o$  puede «reemplazar» a un dren real perforado (Apartado *Dren sin envoltura*). En teoría, el gradiente de salida en el límite de este supuesto dren ideal de menor diámetro es igual al gradiente de salida en las perforaciones de un dren real.

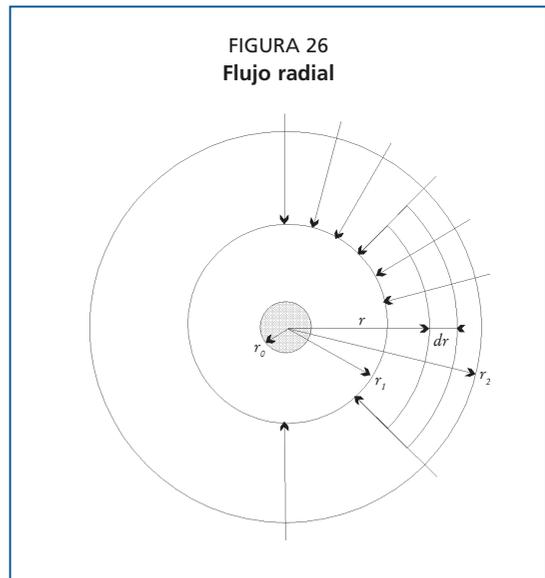
El concepto de flujo radial se basa en suposiciones que simplifican la situación real. Sin embargo, generalmente el flujo en la proximidad del dren no es completamente radial sino algo muy diferente, es decir irregular, en función de las propiedades hidráulicas del suelo cerca del dren. Por ello, las líneas equipotenciales de agua freática no son necesariamente concéntricas al centro del dren. En cambio, son más bien excéntricas y aún irregulares. Este hecho a menudo complica evaluar el gradiente real de salida en situaciones reales.

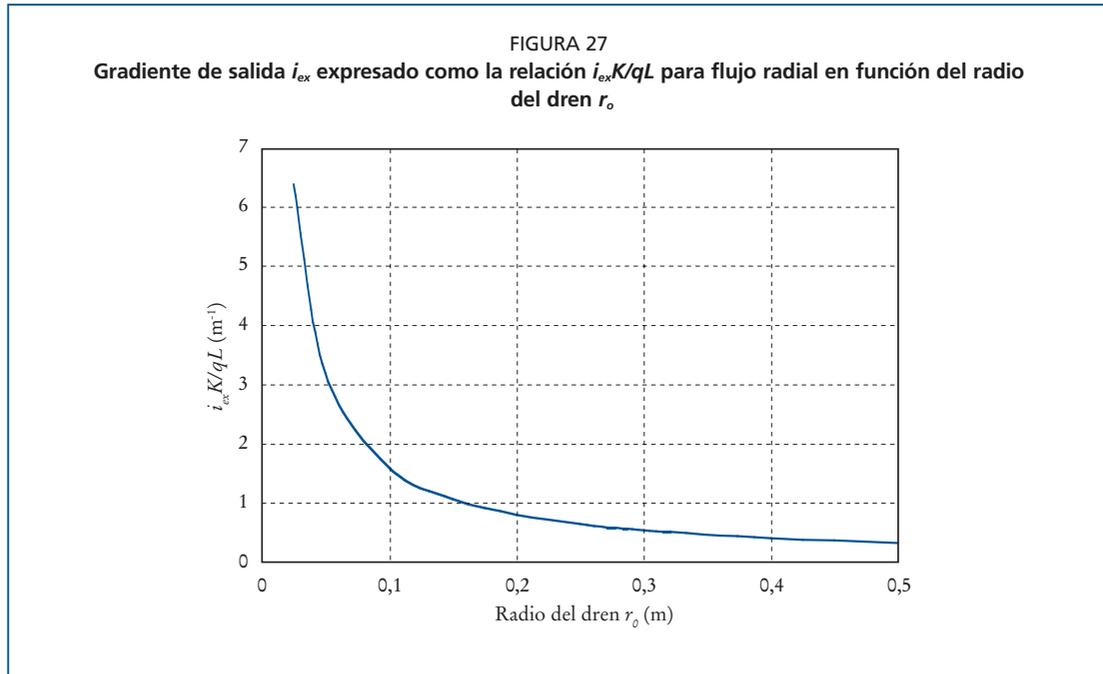
**Gradiente hidráulico crítico**

El flujo de agua con un gradiente de salida alto es rápido y enérgico. Puede ejercer suficiente fuerza de arrastre para superar la resistencia al corte del suelo. En este caso, las partículas de suelo pueden comenzar a desplazarse originando localmente la consecuente erosión alrededor del dren. Se denomina *gradiente hidráulico crítico* al gradiente hidráulico que origina este fenómeno.

La resistencia al corte de un suelo, que se opone al movimiento de partículas de suelo y a su erosión, se expresa mediante la ecuación de Coulomb:

$$\tau_f = c_o + \sigma_e \tan\phi \quad (11)$$





Donde  $\tau_f$  = resistencia al corte por unidad de superficie (Pa).  
 $c_o$  = cohesión (Pa).  
 $\sigma_e$  = tensión efectiva de las partículas de suelo o tensión entre partículas (Pa).  
 $\phi$  = ángulo de fricción interna o de resistencia al corte.

Los suelos cohesivos, como son los arcillosos, poseen uniones firmes entre sus partículas y están en su mayor parte formados por agregados. Los suelos poco cohesivos, como son los arenosos, carecen de uniones entre las partículas individuales ( $c_o = 0$ ) y constan de partículas sueltas, por tanto:

$$\tau_f = \sigma_e \tan\phi \quad (12)$$

La carga del suelo y la presión del agua determinan las tensiones entre partículas  $\sigma_e$ . Mayores cargas de suelo y menor presión del agua aumentan la tensión efectiva y reducen el riesgo de erosión. Sin embargo, en suelos arenosos pueden formarse puentes estables que forman arcos de 5 a 8 veces el diámetro de los granos de arena (Peschl, 1969). Por tanto no entra arena normalmente en las perforaciones que tienen un diámetro menor a 5-8 veces el diámetro de los granos (excepto unos pocos granos de arena que pueden escapar mientras se están estableciendo arcos).

El agua que fluye a través de un medio poroso ejerce una presión sobre las partículas de suelo en la dirección del movimiento, que se denomina *presión del flujo*. Si esta presión actúa en la dirección y sentido de la gravedad (flujo descendente) la tensión efectiva de las partículas de suelo aumenta y el riesgo de erosión disminuye. Sin embargo, si la

El gradiente crítico depende de la tensión efectiva y de la cohesión del suelo. En suelos sin cohesión y sin carga de suelo, el gradiente hidráulico crítico es aproximadamente igual a uno. Esta situación ocurre en caso de flujo ascendente de agua freática. En suelos cohesivos, también debe considerarse la fuerza de cohesión. En estos suelos, el gradiente hidráulico crítico será mayor que el de suelos que carecen de cohesión, ya que depende de la fortaleza de las uniones que cohesionan partículas y agregados de suelo.

presión del flujo actúa en sentido inverso a la gravedad (flujo ascendente), la tensión entre partículas puede decrecer substancialmente o puede incluso anularse, dando lugar a una situación altamente inestable conocida como «arena movediza»; p. ej. en lugares de fuertes movimientos ascendentes de agua se forman pequeños «volcanes de lodo». La presión del flujo perpendicular a la gravedad causa un movimiento lateral de partículas de suelo cuando se rebasa la resistencia al corte. Se denomina *gradiente crítico* ( $i_c$ ) al gradiente hidráulico en el que la fuerza estructural del suelo llega a ser despreciable.

Si la presión del flujo excede la resistencia al corte del suelo habrá erosión porque el suelo pierde su fuerza estructural. Dado que la presión del flujo es proporcional al gradiente hidráulico que actúa, la erosión comenzará tan pronto como el gradiente hidráulico de salida  $i_{ex}$  iguale al gradiente hidráulico crítico  $i_c$  del suelo (Terzaghi y Peck, 1965).

No se considera la erosión interna por la que se mueven partículas de suelo por sí mismas. Generalmente, ocurre en suelos alcalinos, especialmente cuando el suelo reacciona con fenoltaleína ( $pH > 8,5$ ). En estos suelos puede producirse erosión interna si se separan partículas finas de suelo por sí mismas del armazón formado por fracciones más gruesas y con el flujo de agua se mueven a través de grietas y otros macroporos del suelo. Esto puede causar un flujo de drenaje de aspecto turbio de apariencia «lechosa» y además obstrucción interna del armazón del suelo.

### Gradiente de fallo hidráulico

El gradiente hidráulico crítico aumenta si existe exceso de carga y si aumenta la cohesión del suelo. De acuerdo con estas suposiciones, Samani y Willardson (1981) propusieron el concepto de *gradiente de fallo hidráulico* ( $i_f$ ) que es el gradiente hidráulico en el cual un suelo no puede resistir la fuerza de arrastre del flujo de agua. El suelo pierde su estabilidad estructural y comienza a fluir hacia el dren, posiblemente a través de su envoltura. Entonces el sistema de drenaje probablemente deja de funcionar, porque este proceso puede reducir substancialmente la conductividad hidráulica de la envoltura.

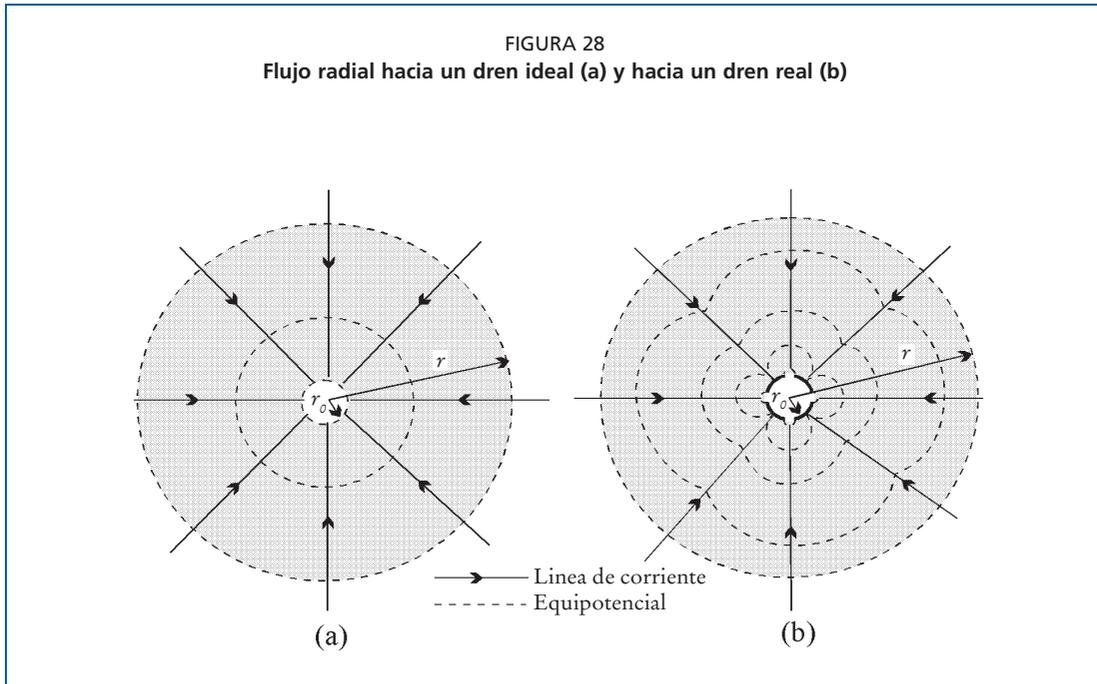
Samani y Willardson (1981) determinaron que el gradiente de fallo hidráulico depende del índice de plasticidad del suelo (Capítulo 6). Sin embargo, la relación determinada no es intercambiable entre suelos de regiones húmedas y áridas. Aún así, se determinó buena correlación entre el gradiente de fallo hidráulico y una combinación del índice de plasticidad y de la conductividad hidráulica del suelo, si ésta se incluye en el concepto del  $i_f$ . Esta correlación es válida tanto para regiones húmedas como áridas. Vlotman *et al.* (2000) usaron los datos de Samani y Willardson (1981) para deducir una relación empírica que es ligeramente diferente de la original:

$$i_f = e^{(0,332-1,14K+1,07 \ln I_p)} \quad (13)$$

Donde  $i_f$  = gradiente de fallo hidráulico.  
 $K$  = conductividad hidráulica del suelo (m/d).  
 $I_p$  = índice de plasticidad del suelo.

El índice de plasticidad es una medida de la plasticidad del suelo. Se define como la diferencia de contenido de agua, expresado como un porcentaje de la masa de suelo

El concepto de  $i_f$  puede ser útil como instrumento para decidir la aplicación de una envoltura voluminosa para incrementar el radio  $r$  y de esta manera reducir el gradiente de salida  $i_{ex}$  cerca del dren a un valor inferior al valor  $i_f$  del suelo. Aún así, el concepto de  $i_f$  nunca ha encontrado una amplia aplicación. Por tanto, la experiencia obtenida hasta ahora con el  $i_f$  como instrumento para diseñar envolturas de dren es muy reducida.



secado en estufa, de un suelo en sus límites líquido y plástico (ICID, 1996):

$$I_p = 100(W_{LL} - W_{PL})/W_{DS} \quad (14)$$

Donde  $W_{LL}$  = masa de muestra de suelo en el límite líquido (g).  
 $W_{PL}$  = masa de muestra de suelo en el límite plástico (g).  
 $W_{DS}$  = masa de muestra de suelo secado en estufa (g).

Sin embargo, la ecuación (13) considera solamente propiedades del suelo, pero no los efectos de la sobrecarga y los tipos de envoltura, pues si no el  $i_f$  puede no ser constante para cierta condición del suelo. Por tanto, el concepto de  $i_f$  es esencialmente el mismo que el de gradiente hidráulico crítico.

### RESISTENCIA DE ENTRADA DE TUBERÍAS DE DRENAJE

En el Apartado *Resistencia al flujo de aproximación y entrada* se consideró que la pérdida de carga que se observa cerca de un dren lateral se debe a la *resistencia al flujo de aproximación* y es la *suma total* de la *resistencia de entrada* y de la *resistencia al flujo* en el suelo que circunda al dren. Por ello, el efecto de drenes subterráneos (con envoltura) sobre el funcionamiento del drenaje no puede determinarse de esta forma. Sin embargo, es importante que pueda evaluarse el efecto de las propiedades hidráulicas de tuberías de drenaje y envolturas sobre el funcionamiento del drenaje. Por tanto, en este apartado se consideran estas propiedades.

### Dren sin envoltura

El flujo hacia un dren puede establecerse si se puede determinar analíticamente, como puede hacerse con el flujo radial. La pérdida de carga, debida al flujo radial hacia un dren ideal que funciona a plena capacidad, en un suelo homogéneo e isotrópico (Figura 28a) que tiene una conductividad hidráulica  $K$ , es la siguiente:

$$h_r = qLW_r = \frac{qL}{K} \alpha_r = \frac{qL}{2\pi K} \ln \frac{r}{r_0} \quad (15)$$

en la que:

$$\alpha_r = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_o} \quad (16)$$

donde  $r$  = radio de una línea equipotencial circular (m).

$r_o$  = radio de un dren ideal (m).

El radio  $r$  debería ser elegido de modo que la línea equipotencial tenga realmente una forma circular y el flujo hacia el dren sea radial. Es decir, el efecto de las perforaciones de la tubería sobre la línea equipotencial elegida debe ser insignificante. La pérdida de carga del flujo de aproximación debida al flujo radial hacia un *dren real* (Figura 28b) puede calcularse mediante la ecuación (6) que también puede expresarse de la forma siguiente:

$$h_{ap} = qL(W_r + W_e) = \frac{qL}{K}(\alpha_e + \alpha_r) \quad (17)$$

Dado que la ecuación (16) describe el flujo radial hacia un dren ideal, la resistencia de entrada es:

$$\alpha_e = \alpha_{ap} - \alpha_r \quad (18)$$

En este caso, la resistencia de entrada a un *dren real* es la diferencia entre la resistencia del flujo de aproximación a un dren real y la resistencia al flujo radial hacia un *dren ideal*.

La resistencia de entrada  $\alpha_e$  depende exclusivamente de la tubería de drenaje y es por ello una constante dependiente de la forma y disposición de perforaciones si existe flujo radial en toda la circunferencia del dren. Si existe flujo radial solamente en una sección de la circunferencia del dren (Figura 29) la resistencia al flujo depende del área del sector donde realmente existe flujo radial hacia el dren (Boumans, 1963). La resistencia de entrada real ( $\alpha_e^*$ ) es inversamente proporcional al sector de flujo:

$$\alpha_e^* = \frac{2\pi}{\beta} \alpha_e \quad (19)$$

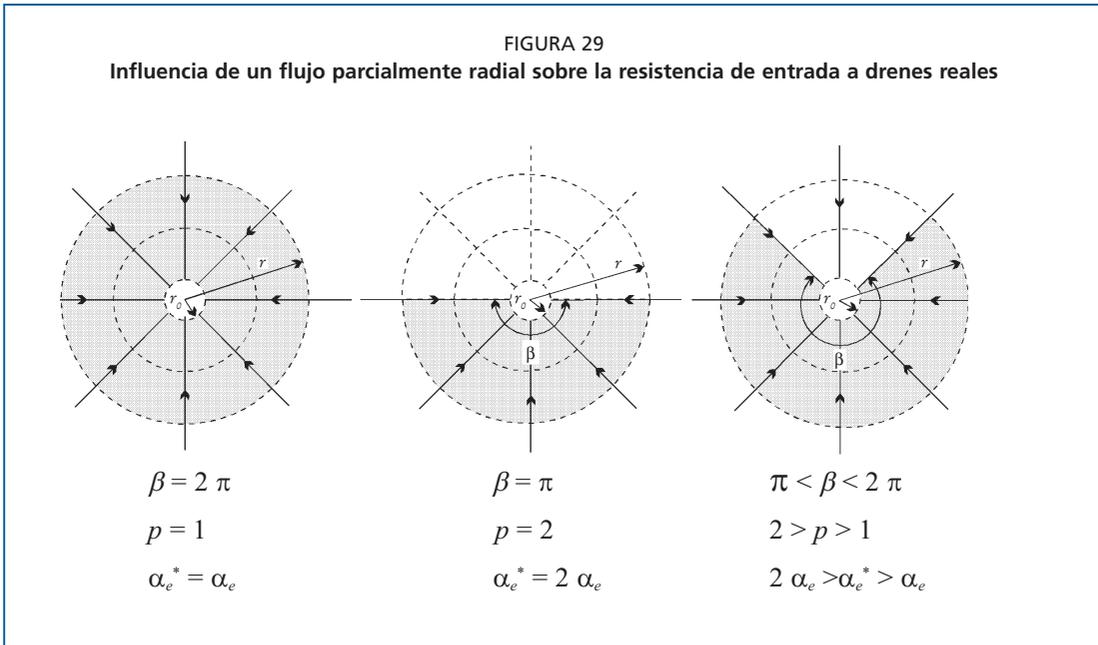
donde  $\beta$  = ángulo del sector donde existe flujo radial (radianes, 0-2 $\pi$ ).

La transición entre suelo y perforaciones de tubería también afecta a la resistencia de entrada dado que la resistencia es provocada por la convergencia de líneas de corriente hacia esos orificios. La resistencia de entrada aumenta si existe cualquier tipo de obstrucción y disminuye con el arrastre de partículas de suelo. El límite entre suelo y perforaciones de tubería puede tener múltiples configuraciones geométricas. Pueden existir los límites siguientes (Figura 30):

- Las perforaciones están llenas de suelo.
- El suelo forma un límite plano con las perforaciones (condiciones de límite plano).
- El suelo cerca de las perforaciones se ha eliminado y se forma un límite en forma de arco (condiciones de límite arqueado).
- El suelo cerca de las perforaciones se ha eliminado y se forma un límite irregular.

El límite arqueado es la configuración que se encuentra más frecuentemente en el campo (Peschl, 1969). De acuerdo con Stuyt (1992a) este límite puede tener una configuración tridimensional más compleja. Las aberturas que se aprecian en la figura 30 pueden representar:

- Separaciones entre tubos de drenaje.
- Perforaciones circulares en tubos de plástico.
- Ranuras rectangulares en tubos de plástico.

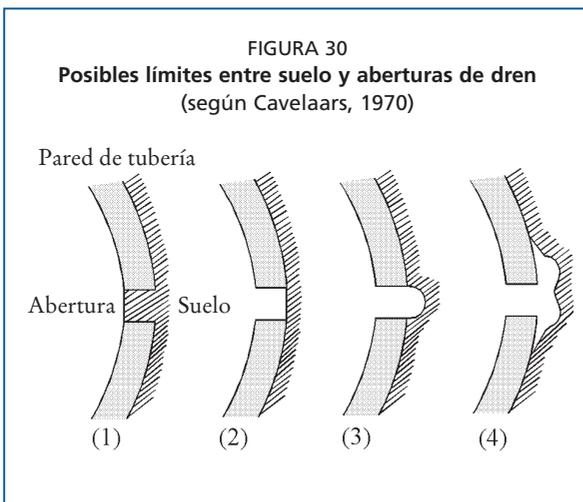


La forma de la pared exterior de tubería -lisa o corrugada- afecta la resistencia de entrada, especialmente si las perforaciones están en el valle de corrugaciones como es el caso más común. La sedimentación de las corrugaciones con partículas de suelo causa los mayores efectos. Si las corrugaciones están llenas de suelo, la geometría de los límites del suelo con las perforaciones es bastante importante; si no lo están, el límite influye decisivamente en la resistencia de entrada. La forma de las corrugaciones (en «onda» o en «bloque») tiene solamente una influencia menor.

Para ciertas formas y disposición de perforaciones en las paredes de tubería exteriormente lisa, la resistencia de entrada puede determinarse analíticamente para límites arqueados y planos. Dierickx (1980) hizo una extensa revisión de soluciones analíticas y comprobó su exactitud con un modelo electrolítico. Dierickx (1999) sintetizó soluciones más sencillas, pero aún así suficientemente exactas. Sin embargo, en muchos casos, y para drenes corrugados, la resistencia de entrada se determina mediante investigación con modelos. Es posible obtener resultados precisos con un modelo electrolítico, dado que las condiciones de límite y la conductividad hidráulica

son conocidas con exactitud. Esto no ocurre si se usan modelos de arena ya que en este caso las configuraciones están peor definidas.

Soluciones analíticas e investigación con modelos han revelado que en *aberturas circulares* entre tubos de cerámica y hormigón la resistencia de entrada depende principalmente de la distancia entre aberturas y del diámetro exterior del tubo, pero la anchura de abertura solo influye ligeramente. Por ello, el aumento de la anchura de abertura es una manera ineficaz de reducir la resistencia de entrada, mientras que aumenta el riesgo de intrusión de partículas de suelo. Si los



tubos segmentados están perforados la resistencia de entrada también se reduce, pero este tipo de tubos se usan exclusivamente en Estados Unidos de América. Como la distancia entre *tubos de cerámica y hormigón* no puede reducirse, la única forma de disminuir su resistencia de entrada es usar tubos de mayor diámetro.

La forma más eficaz para reducir la resistencia de entrada de tuberías de drenaje con *perforaciones circulares* es aumentar el número y diámetro de las perforaciones. Aunque no existen drenes con *ranuras longitudinales continuas*, sus propiedades pueden simularse mediante modelos matemáticos, siendo la investigación de sus propiedades útil: el aumento del número de ranuras es más efectivo que el incremento del ancho de ranura y del diámetro de dren. Por tanto, la forma más efectiva para reducir la resistencia de entrada en drenes con *ranuras longitudinales discontinuas* es aumentar el número de filas con ranuras. La resistencia de entrada de drenes con *orificios circulares discontinuos* puede reducirse disminuyendo el espaciamiento entre filas perforadas e incrementando el diámetro del dren, siendo el ancho del orificio menos importante.

De acuerdo con Childs y Youngs (1958), un dren real puede sustituirse por un dren ideal de menor radio denominado *radio equivalente o efectivo* ( $r_{ef}$ ). Introduciendo el valor de  $\alpha_p$  de la ecuación (16) en la ecuación (18) se obtiene:

$$\alpha_{ap} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_o} + \alpha_e \tag{20}$$

De forma similar a la ecuación (16), la resistencia radial al flujo hacia un dren ideal con la misma resistencia se determina con la siguiente expresión:

$$\alpha_{ap} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_{ef}} \tag{21}$$

de donde se deduce que:

$$r_{ef} = r e^{-2\pi\alpha_{ap}} = r_o e^{-2\pi\alpha_e} \tag{22}$$

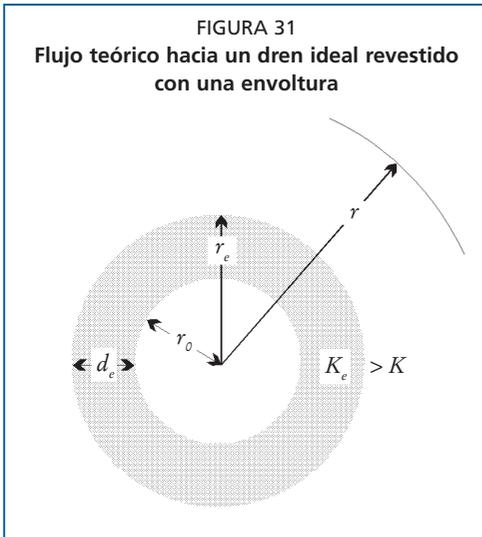
Como el radio efectivo depende de la resistencia de entrada puede usarse dicho radio como alternativa a la resistencia de entrada: cuanto menor es la resistencia de entrada mayor es el radio efectivo.

En el Cuadro 7 se presentan valores de resistencias de entrada de varias tuberías de drenaje. Los valores determinados por Dierickx (1993) proceden de investigación con modelo electrolítico, asumiendo que las corrugaciones de tuberías flexibles están

Aunque se encuentran en publicaciones distintos valores de resistencia de entrada, los tubos de cerámica y hormigón generalmente tienen mayor resistencia que las tuberías de plástico liso, que tienen perforaciones distribuidas más uniformemente. A su vez, las tuberías de plástico liso tienen mayor resistencia de entrada que las de plástico corrugado que tienen más perforaciones y mayor área perforada.

**CUADRO 7**  
**Resistencias de entrada y relaciones  $r_{ef}/r_o$  de tuberías de drenaje sin envoltura**

Tipo de tubería de drenaje	Dierickx (1993)		Smedema y Rycroft (1983)	
	$\alpha_e$ (sin dimensiones)	$r_{ef}/r_o$ (sin dimensiones)	$\alpha_e$ (sin dimensiones)	$r_{ef}/r_o$ (sin dimensiones)
Cerámica y hormigón	1,0 - 3,0	$1,9 \cdot 10^{-3} - 6,5 \cdot 10^{-9}$	0,4 - 2,0	$8,1 \cdot 10^{-2} - 3,5 \cdot 10^{-6}$
Plástico liso	0,6 - 1,0	$2,3 \cdot 10^{-2} - 1,9 \cdot 10^{-3}$	0,4 - 0,6	$8,1 \cdot 10^{-2} - 2,3 \cdot 10^{-2}$
Plástico corrugado	0,3 - 0,6	$1,5 \cdot 10^{-1} - 2,3 \cdot 10^{-2}$	0,05 - 0,1	$7,3 \cdot 10^{-1} - 5,3 \cdot 10^{-1}$



llenas de suelo y que el suelo forma un límite plano con las perforaciones. Smedema y Rycroft (1983) no mencionan referencia alguna pero probablemente sus valores fueron determinados mediante modelos de tanque de arena. El cuadro también contiene la relación  $r_{ef}/r_o (= e^{-2\pi\alpha_e})$  para mostrar el efecto de la resistencia de entrada en el radio efectivo de un dren.

### Dren con envoltura

Como la resistencia de entrada de tuberías de drenaje puede ser del mismo orden que la resistencia total al flujo en el suelo (Widmoser, 1968), cualquier cambio de permeabilidad en la zona inmediata al dren puede tener una gran influencia en el funcionamiento del sistema de drenaje. Las envolturas de dren tienen normalmente una conductividad hidráulica mayor que la del suelo circundante, por lo que contribuyen a la disminución de la resistencia de

entrada de tuberías de drenaje.

Si a una envoltura de espesor  $d_e$  y una conductividad hidráulica  $K_e > K$  reviste un dren ideal (Figura 31), la resistencia total al flujo radial es:

$$\alpha_r = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_e} + \frac{1}{2\pi\kappa_e} \ln \frac{r_e}{r_o} \quad (23)$$

donde  $r_e$  = radio de la interfase suelo-envoltura (m).

$\kappa_e = K_e/K$  es la conductividad hidráulica relativa o relación entre la conductividad hidráulica de la envoltura y la del suelo circundante.

Definir la resistencia de entrada no presenta dificultad especial en drenes sin envoltura (Apartado *Dren sin envoltura*). Sin embargo, la resistencia de entrada de un dren con envoltura depende de la conductividad hidráulica de la envoltura en relación con la del suelo circundante así como del espesor de envoltura. Cuando se usa una envoltura, es posible dar varias definiciones de resistencia de entrada.

#### Alternativa 1

Si la resistencia de entrada depende de la propia tubería de drenaje, una envoltura no causa ningún cambio en dicha resistencia y solo cambia la resistencia total al flujo. A medida que el espesor y la conductividad hidráulica de una envoltura faciliten el flujo radial en el suelo circundante, la resistencia de entrada  $\alpha'_e$  de la propia tubería de drenaje es:

$$\alpha'_e = \frac{\alpha_e}{\kappa_e} \quad (24)$$

mientras que las resistencias al flujo radial en envoltura y suelo son los otros componentes de la resistencia al flujo de aproximación, por tanto:

$$\alpha_{ap} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_e} + \frac{1}{2\pi\kappa_e} \ln \frac{r_e}{r_o} + \alpha'_e \quad (25)$$

y si el radio efectivo ( $r_{ef}$ ) se considera:

$$\alpha_{ap} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_{ef}} \quad (26)$$

Por ello, el radio efectivo pasa a ser:

$$r_{ef} = \frac{r_o^{1/\kappa_e}}{r_e^{(1/\kappa_e)-1}} e^{-2\pi\alpha'_e} \quad (27)$$

**Alternativa 2**

Alternativamente la resistencia de entrada puede expresarse como resistencia del dren y de la envoltura que lo rodea combinando los dos últimos términos de la ecuación (25):

$$\alpha_{e,e} = \alpha'_e + \frac{1}{2\pi\kappa_e} \ln \frac{r_e}{r_o} \quad (28)$$

Entonces, la resistencia al flujo de aproximación pasa a ser:

$$\alpha_{ap} = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_e} + \alpha_{e,e} \quad (29)$$

Para un dren ideal donde  $\alpha'_e=0$  la resistencia de entrada expresada por la ecuación (28) da la resistencia de la envoltura al flujo radial. El radio efectivo puede calcularse combinando las ecuaciones (26) y (29):

$$r_{ef} = r_e e^{-2\pi\alpha_{e,e}} \quad (30)$$

**Alternativa 3**

Widmoser (1968) definió la resistencia de entrada ( $\alpha_{(e,e)W}$ ) como la diferencia de la resistencia al flujo entre un dren con envoltura y un dren ideal del mismo diámetro  $r_o$  y por ello:

$$\alpha_{(e,e)W} = \left( \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_e} + \frac{1}{2\pi\kappa_e} \ln \frac{r_e}{r_o} + \alpha'_e \right) - \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_o} \quad (31)$$

que después de algunas simplificaciones resulta finalmente en la siguiente expresión:

$$\alpha_{(e,e)W} = \alpha'_e + \frac{1}{2\pi} \left( \frac{1}{\kappa_e} \ln \frac{r_e}{r_o} - \ln \frac{r_e}{r_o} \right) \quad (32)$$

mientras que la resistencia al flujo de aproximación es:

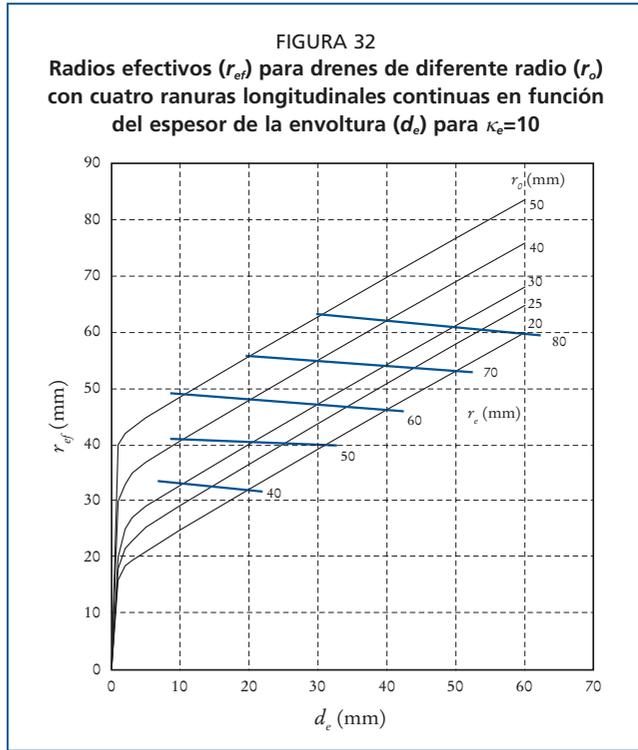
$$\alpha_{ap} = \alpha_{(e,e)W} + \frac{1}{2\pi} \ln \frac{r}{r_o} \quad (33)$$

Combinando las ecuaciones (26) y (33) se obtiene para el radio efectivo:

$$r_{ef} = r_o e^{-2\pi\alpha_{(e,e)W}} \quad (34)$$

Aunque Widmoser (1968) podría haber dado la definición correcta de resistencia de entrada de un dren con envoltura, es obvio que según el análisis anterior el radio efectivo de un dren con una envoltura bien especificada es independiente de cualquier definición que se use para resistencia de entrada.

Las tuberías de drenaje de plástico corrugado con una perforación en cada corrugación y revestidas con una envoltura fina «lámina» que cubre las corrugaciones y las mantiene libres de suelo, hace que la superficie del dren sea mucho más permeable



El radio efectivo de un dren con envoltura aumenta si tanto la conductividad hidráulica como el grosor de la envoltura aumentan. El uso de una envoltura suficientemente permeable ( $\kappa_e \geq 10$ ) y con espesor adecuado ( $d_e \geq 5\text{m}$ ) alrededor de un dren reduce drásticamente la resistencia de entrada. Si ( $\kappa_e \geq 10$ ) y ( $d_e \geq 5\text{m}$ ) drenes con envolturas que tengan el mismo radio externo ( $r_e$ ) tienen casi el mismo radio efectivo ( $r_{ef}$ ) para cualquier radio de tubería ( $r_o$ ) y espesor de envoltura,  $d_e$  (Figura 32). Por ello, puede ser más económico seleccionar el diámetro mínimo del dren para asegurar su capacidad de descarga y revestirlo con una envoltura relativamente gruesa, que seleccionar una tubería de mayor diámetro forrada con una envoltura relativamente fina, ya que las tuberías de mayor diámetro son más caras que la mayor cantidad de material envolvente que sería necesaria para obtener el mismo diámetro externo  $r_e$ .

y reduce considerablemente la resistencia de entrada (Willardson y Walker, 1979; Salem y Willardson, 1992). Se obtiene una reducción sustancial de la resistencia de entrada si la envoltura instalada tiene una conductividad hidráulica al menos 10 veces mayor que la del suelo circundante. Preferiblemente, el espesor de envoltura debe ser al menos 5 mm (Nieuwenhuis y Wesseling, 1979; Dierickx, 1980). Especificaciones más favorables no disminuyen significativamente la resistencia de entrada. Sin embargo, un espesor mayor de envoltura aumenta el radio efectivo ya que el suelo alrededor del dren es reemplazado por una envoltura relativamente más permeable.

### Dren con un entorno poco permeable

Obviamente las obras de drenaje deben llevarse a cabo en circunstancias que no pongan en peligro la estabilidad estructural del suelo. El contenido de humedad del suelo es un factor crítico ya que las obras de drenaje realizadas con zanjadoras en suelo húmedo pueden deteriorar la estructura del suelo excavado, llegando a ser el entorno del dren menos permeable que el suelo natural circundante. Las técnicas de instalación de drenes sin apertura de zanja y de drenaje topo pueden compactar el suelo alrededor del dren o del canal topo formando una zona menos permeable alrededor. La entrada de partículas de suelo en la envoltura o la formación de precipitados químicos pueden ocasionar una oclusión parcial de los poros de la superficie externa de la envoltura y reducir su conductividad hidráulica.

Investigación experimental muestra que si una envoltura tiene un espesor sustancial, p. ej.  $> 5\text{mm}$ , y su conductividad hidráulica es menor del 10 por ciento de la del suelo circundante, la resistencia de entrada puede ser muy grande y consecuentemente el radio efectivo del dren se reduce a valores extremadamente pequeños, principalmente a causa de la restricción del flujo en las capas menos permeables que rodean el dren. Si el dren dispone de envoltura, el bruñido y la compactación del suelo circundante influye en la resistencia de entrada menos que la obstrucción de la envoltura, pero aún así el radio efectivo puede reducirse a valores inaceptables.

Las diferencias entre las resistencias de entrada de varios tipos de tuberías de drenaje pueden ser importantes si los drenes se instalan sin envoltura. Sin embargo, las características hidráulicas del medio colindante -tanto el suelo o la envoltura y el suelo- son mucho más relevantes que las especificaciones de dichas tuberías.

### CAPACIDAD DE DESAGÜE DE TUBERÍAS DE DRENAJE

La capacidad de desagüe de tuberías de drenaje es un componente esencial del diseño de sistemas de drenaje y está incluida en todos los tratados de drenaje de tierras. La información disponible o bien es exhaustiva (Cavelaars *et al.*, 1994) o trata directamente

Una capa poco permeable, ya sea alrededor de un dren sin envoltura o de un dren con una envoltura más permeable, influye adversamente en el funcionamiento de materiales de drenaje y por tanto siempre debe evitarse.

sólo los fundamentos y algunos ejemplos útiles (Smedema y Rycroft, 1983; Smedema *et al.*, 2004). En esta publicación se describen solamente los aspectos más relevantes de acuerdo con Dierickx (1993). Los lectores que deseen obtener más información sobre este tema pueden consultar las publicaciones mencionadas. Framji *et al.* (1987) han proporcionado información adicional sobre procedimientos de diseño (es decir fórmulas) en varios países. En la publicación de Smedema y Rycroft (1983) pueden consultarse ábacos para la determinación rápida de los diámetros necesarios para tuberías. La FAO ha preparado dos programas informáticos para calcular el diámetro de tuberías de drenaje (FAO, 2007).

A menudo es económicamente interesante incrementar el diámetro de drenes colectores e incluso de drenes laterales en la dirección del flujo, ajustando el diámetro al caudal que aumenta en el sentido de la salida del dren. Cavelaars (1979) trató este aspecto en profundidad y en la publicación de Smedema y Rycroft (1983) se incluye un ejemplo sencillo. La publicación de la FAO sobre diseño de sistemas de drenaje también incluye el diseño de drenes de diámetro múltiple (FAO, 2007).

El diseño hidráulico de tuberías de drenaje se basa en fórmulas que relacionan caudal con diámetro de tubería, rugosidad hidráulica de la pared de tubería y gradiente hidráulico. Se usan fórmulas diferentes para tuberías lisas y corrugadas.

Los tubos de cerámica, hormigón y plástico liso se consideran hidráulicamente lisos. Sus capacidades de desagüe pueden calcularse a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach. La capacidad de desagüe de tuberías corrugadas puede calcularse a partir de la ecuación de Chézy-Manning. Para drenes laterales es aconsejable adoptar un diámetro mínimo para compensar defectos de pendiente y alineación, y algún asentamiento que eventualmente pudiera ocurrir, asegurando así la capacidad de desagüe del sistema de drenaje. En países europeos se adopta un diámetro mínimo de 50 o 60 mm; en otros lugares, el diámetro mínimo es 80 mm y en Estados Unidos de América es 100 mm. Para drenes colectores se calcula la longitud correspondiente a una tubería de diámetro dado para cierto gradiente hidráulico.

En la ecuación de Chézy-Manning, la rugosidad hidráulica (o «resistencia a fricción») de la pared de tubería se expresa mediante el coeficiente de Manning ( $n$ ) o su parámetro inverso,  $k_M$ . Para tuberías de drenaje con diámetros de 50 a 200 mm con pequeñas corrugaciones, el coeficiente de rugosidad es  $n = 0,0143 \text{ s m}^{-1/3}$  (o su valor inverso  $k_M = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ). A partir de los resultados de Irwin (1982, 1984), Boumans (1988) estableció que el valor  $k_M$  para tuberías de diámetros mayores con corrugaciones grandes puede expresarse con la fórmula siguiente:

$$k_M = 18,7 d^{0,21} S^{-0,38} \quad (35)$$

en la que  $d$  (m) y  $S$  (m) son respectivamente el diámetro interior de tubería y la longitud entre corrugaciones. Para la mayoría de tuberías con corrugaciones grandes puede adoptarse un coeficiente de rugosidad  $n = 0,02 \text{ s m}^{-1/3}$  (o  $k_M = 50 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ).

El tipo de tubería y el gradiente hidráulico determinan la capacidad de desagüe de tuberías de drenaje, cuyo cálculo puede basarse en dos principios (Wesseling y Homma, 1967; Wesseling, 1987):

- El *principio de transporte con flujo uniforme* que asume que a plena capacidad la tubería de drenaje transporta un caudal constante en toda su longitud.
- El *principio de drenaje con flujo variable* que supone una entrada constante de agua freática en el dren a lo largo de toda su longitud, con un caudal que aumenta progresivamente a lo largo de la tubería.

De la aplicación de estos dos principios y de las características de la tubería se ha obtenido el siguiente conjunto de ecuaciones:

Principio de transporte

Principio de drenaje

Cerámica, hormigón y tubos de plástico liso:

$$Q = 50 d^{2,714} s^{0,572} \quad (36)$$

$$Q = 89 d^{2,714} s^{0,572} \quad (37)$$

Tuberías corrugadas con corrugaciones pequeñas (en general tuberías con diámetros de 50 a 200 mm):

$$Q = 22 d^{2,667} s^{0,5} \quad (38)$$

$$Q = 38 d^{2,667} s^{0,5} \quad (39)$$

Tuberías corrugadas con corrugaciones grandes (en general tuberías con diámetros de más de 200 mm):

$$Q = 15 d^{2,667} s^{0,5} \quad (40)$$

$$Q = 27 d^{2,667} s^{0,5} \quad (41)$$

donde

Q = caudal ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ).

d = diámetro interno (m).

s = gradiente hidráulico (sin dimensión).

Todas las ecuaciones se han deducido para tuberías limpias. La comparación de estas ecuaciones revela que la asunción del *principio de transporte* para la determinación del diámetro de tuberías de drenaje implica un factor de seguridad que se incorpora automáticamente en el cálculo. Las ecuaciones basadas en el *principio de drenaje* dan mayores capacidades de desagüe y por tanto mayores áreas susceptibles de ser drenadas con un cierto diámetro de tubería. Se necesita indudablemente adoptar un factor de seguridad para tener en cuenta en el diseño hidráulico el riesgo de un posible colmatado mineral o químico de la tubería. Por lo general, las tuberías están «sobredimensionadas» para permitir cierto colmatado parcial de origen mineral o químico y para evitar errores de alineación durante la instalación.

Si se aplica el *principio de drenaje* debe utilizarse un factor de seguridad, porque este principio se basa en un concepto físico más realista que implica un diseño más económico pero también con mayor riesgo. Para su aplicación práctica, las capacidades de desagüe, calculadas con las fórmulas basadas en el principio de drenaje, se reducen generalmente a un 60 por ciento para incluir un factor de seguridad que tenga en cuenta la posible obstrucción mineral o química de la tubería (Cavelaars, 1974). Esto significa que finalmente ambos principios dan aproximadamente la misma capacidad de desagüe (Dierickx, 1993). Para drenes colectores, la capacidad teórica se reduce por lo general solamente al 75 por ciento. Por tanto, se agrega un 15 por ciento de seguridad adicional al usar las fórmulas basadas en el principio de transporte.

Otros factores de reducción de hasta el 50 por ciento pueden ser aconsejables para tener en cuenta obstrucción, problemas de desalineación y errores del coeficiente de rugosidad de tuberías (El Afty *et al.*, 1990). El factor de reducción puede ser conservador (25 por ciento) si se instalan tuberías de plástico corrugado en suelo estable, pero puede ser mucho mayor (50 por ciento) para tubos de drenaje colocados en suelo inestable.

Un dren demasiado pequeño o parcialmente colmatado reduce la capacidad de transporte. La sección de tubería será entonces demasiado pequeña para desaguar correctamente agua freática y el agua dentro del dren fluirá a presión. Entonces puede existir agua sobre el dren y la capa freática a media distancia entre drenes estar demasiado alta. Mediante un piezómetro que determine la carga hidráulica en el dren puede observarse si el diámetro es demasiado pequeño o si existe una reducción de la capacidad de transporte, mientras que con pozos de observación puede determinarse la posición de la capa freática en una sección transversal a un dren y en la proximidad del mismo.

## Capítulo 5

# El problema de la obstrucción de tuberías y envolturas

### OBSTRUCCIÓN MINERAL

#### Procesos en suelos en torno a drenes

Un gran problema frecuente en drenes subterráneos es la obstrucción mineral de tuberías y envolturas. Este proceso físico ocurre como consecuencia de cambios repentinos y drásticos en las condiciones suelo-agua alrededor de las tuberías causados por su instalación. Inmediatamente después de la instalación comienza a establecerse un nuevo equilibrio en el área próxima a la interfase entre el relleno y la superficie de la tubería de drenaje o la superficie de la envoltura. Esta área es vulnerable porque la resistencia física del suelo y su estabilidad estructural disminuyen durante el proceso de instalación y porque comienza a fluir agua freática hacia el dren con gradientes hidráulicos y densidades de flujo altas, que inducen fuerzas de arrastre considerables sobre las partículas de suelo.

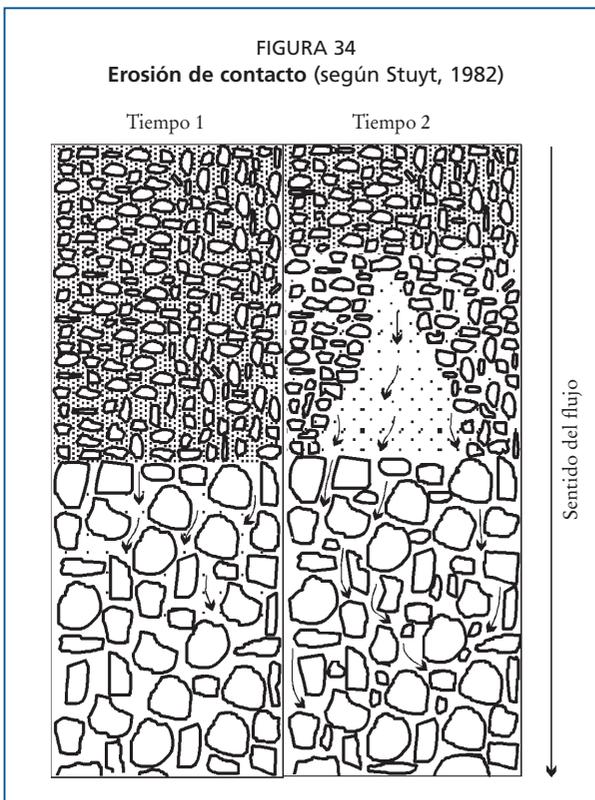
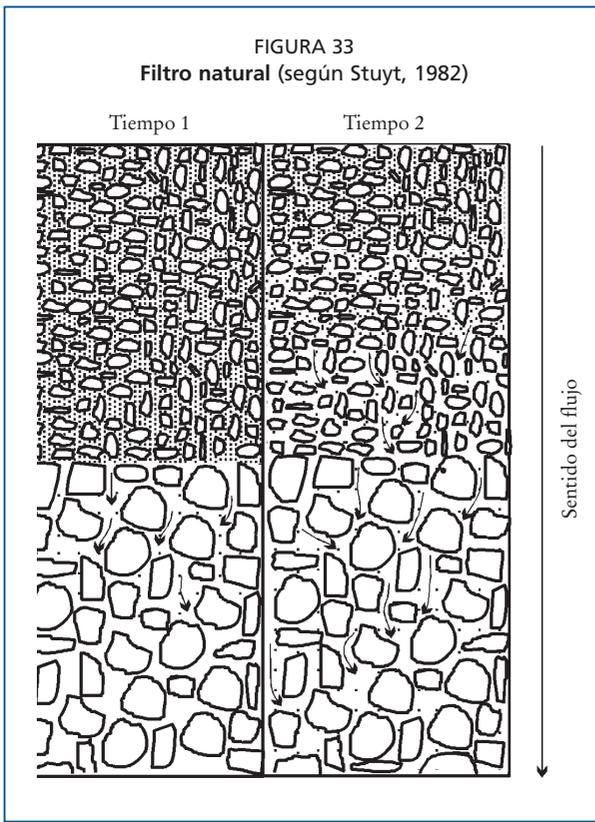
En la interfase entre suelo y envoltura (o pared de tubería) la movilización de partículas de suelo causado por agua que fluye se denomina frecuentemente erosión interna del suelo. Ziems (1969) hizo un estudio exhaustivo de este fenómeno e indicó que el movimiento de partículas de suelo en la interfase entre dos medios en la práctica puede ser causado por tres fenómenos físicos diferentes: arrastre de partículas finas de suelo (creando un *filtro natural*), erosión de contacto y disgregación del suelo. El proceso físico que da lugar a un filtro natural en el suelo ha sido tratado por varios autores (Stuyt, 1982, 1992a; Cavelaars *et al.*, 1994). Otro fenómeno que afecta negativamente la entrada de agua en drenes es la formación de lo que se denomina «torta filtrante».

A continuación se describen brevemente los fenómenos que se han mencionado anteriormente:

**Filtro natural.** Si solamente se desplazan partículas finas de suelo, la fracción más gruesa permanece haciendo de puente sobre los orificios del dren o sobre la envoltura. En la Figura 33 se muestra la formación de un filtro natural, p. ej. en el relleno situado sobre una envoltura granular. La fuerza de arrastre del agua que fluye hacia un dren causa movimiento de pequeñas partículas de suelo hacia la envoltura y a través de la misma, mientras que las de mayor tamaño son retenidas (Tiempo 1). Después de cierto tiempo se forma un filtro natural muy permeable en el suelo adyacente a la envoltura (Tiempo 2) cuya conductividad hidráulica aumenta. Si partículas más gruesas también se desplazan, en vez de formarse un filtro natural en el suelo se origina un movimiento excesivo de partículas que disminuye localmente la resistencia física del suelo. A su vez, este proceso promueve erosión de contacto.

**Erosión de contacto** significa que partículas de casi todo tamaño son arrastradas localmente, dando lugar a una modificación del armazón del suelo del que dependen las tensiones efectivas dentro del mismo. En la Figura 34 se aprecia el efecto de la erosión de contacto. En este caso, la fuerza de arrastre del agua que fluye hacia un dren ocasiona que partículas de suelo de todo tamaño se muevan hacia la envoltura y a través de la misma (Tiempo 1). Después de cierto tiempo se forman macroporos en la interfase entre envoltura y suelo (Tiempo 2).

**Torta filtrante.** Esta torta es una capa densa de partículas de suelo que se forma si partículas finas del mismo en suspensión se acumulan en o cerca de la interfase entre suelo y envoltura. Frecuentemente, la mayor parte de esta capa se localiza en el suelo



y no en la envoltura (Stuyt, 1992a). La Figura 35 muestra la formación de una torta filtrante en la que partículas finas de suelo se desplazan hacia la envoltura pero no penetran en ella (Tiempo 1). Muchas partículas se acumulan en el suelo cerca de la interfase entre suelo y envoltura (Tiempo 2). Esto ocurre cuando los orificios de la envoltura son demasiado pequeños y actúan como un filtro para las pequeñas partículas de suelo que se mueven con el agua. A menudo, la conductividad hidráulica de las tortas filtrantes es considerablemente inferior a la del suelo original, porque las partículas finas de suelo obstruyen los poros del suelo en la interfase suelo-envoltura.

**Disgregación del suelo.** Si la fuerza de arrastre del agua supera las fuerzas de cohesión y la tensión entre partículas, el suelo se disgrega y se puede compactar, según se muestra en la Figura 36. Puede observarse que después de la instalación de un dren la cohesión del suelo impide que las partículas de suelo se desplacen hacia la envoltura y entren en ella (Tiempo 1). En una etapa posterior, los agregados de suelo se disgregan y pasan partículas a través de la envoltura hacia el dren (Tiempo 2). En la interfase suelo-envoltura puede formarse algún puente secundario que impida la entrada posterior de partículas en la envoltura.

La disgregación del suelo implica la pérdida local de su estructura, dispersión de sus agregados y movimiento de partículas de todo tamaño en la interfase entre suelo y envoltura. Este fenómeno ocurre con más frecuencia en suelos pesados y cohesivos con altos gradientes hidráulicos. La fuerza de arrastre del agua y la carga de suelo a la profundidad de drenes también pueden originar que suelo saturado cerca de un dren fluya en forma de lodo a través de la envoltura y entre en las perforaciones de la tubería (Van der Louw, 1986; Stuyt, 1992a).

Hasta hace poco tiempo la *erosión de contacto* se consideraba perjudicial para un buen funcionamiento de drenes subterráneos (Stuyt, 1982). Sin embargo, observaciones posteriores indicaron que un cierto grado de erosión de contacto es

favorable ya que promueve la formación de una red de macroporos alrededor del dren. Esta red cumple una función importante en la entrada de agua en el dren.

Stuyt (1992a) intentó conocer rigurosamente los *procesos físicos de la obstrucción mineral*. Utilizó un escáner CT para obtener imágenes digitales tridimensionales de muestras de suelo sin alterar conteniendo secciones de 300 mm de largo de tuberías de drenaje con envoltura con su suelo circundante. Se extrajeron 45 secciones de drenes que habían estado en operación durante cinco años, en tres campos experimentales localizados en varias áreas de los Países Bajos, donde los suelos a la profundidad de drenes constan de arenas muy finas, es decir, suelos problemáticos con poca estabilidad estructural. Cada secuencia-CT es un mapa tridimensional geoméricamente preciso de las variaciones internas de densidad en el interior de envolturas de dren y de suelos circundantes. En las imágenes tridimensionales pudieron distinguirse dos grandes tipos de poros de suelo: *poros* asociados a la *textura* dentro de agregados y *macroporos* (huecos, grietas) que separan esos agregados. En el 40 por ciento de los casos, la macroporosidad media en la zanja fue menor que en el suelo circundante, en el que se encontraron dos tipos de características estructurales: capas horizontales y macroporos orientados verticalmente (Figura 37).

En la Figura 37 solo se aprecian áreas relativamente permeables en el suelo alrededor del dren. No hay relación entre la permeabilidad del suelo y la intensidad del sombreado gris, que se debe a técnicas de procesamiento de imágenes para facilitar la interpretación visual de la imagen que es muy compleja. Mediante estas técnicas de procesamiento de imágenes se eliminaron parte de los bordes de plexiglás del contenedor de muestras y del soporte de las mismas en el escáner CT.

Notodas las áreas permeables representadas en la Figura 37 están físicamente conectadas al dren y por tanto transmitiéndole agua. Usando una técnica de análisis de imágenes tridimensionales, pudieron detectarse las áreas que están conectadas al dren (los denominados *macroporos activos*). En la

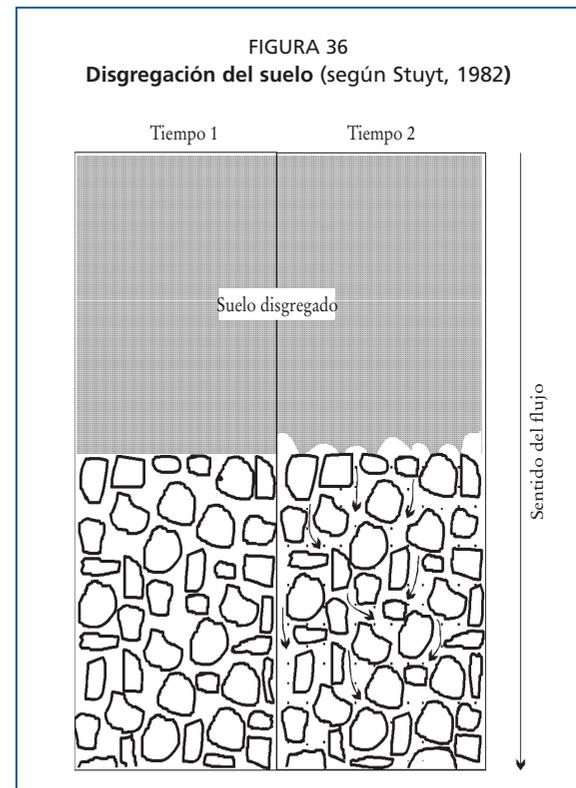
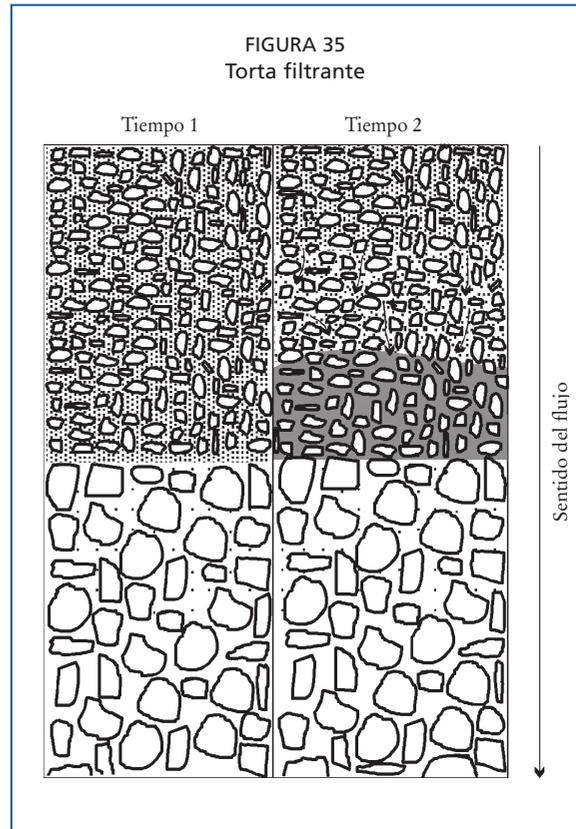


FIGURA 37  
Ejemplo de un subsuelo estratificado (izquierda) y de un subsuelo con macroporos orientados verticalmente formados en antiguos canales de raíces (derecha)  
(según Stuyt, 1992b)

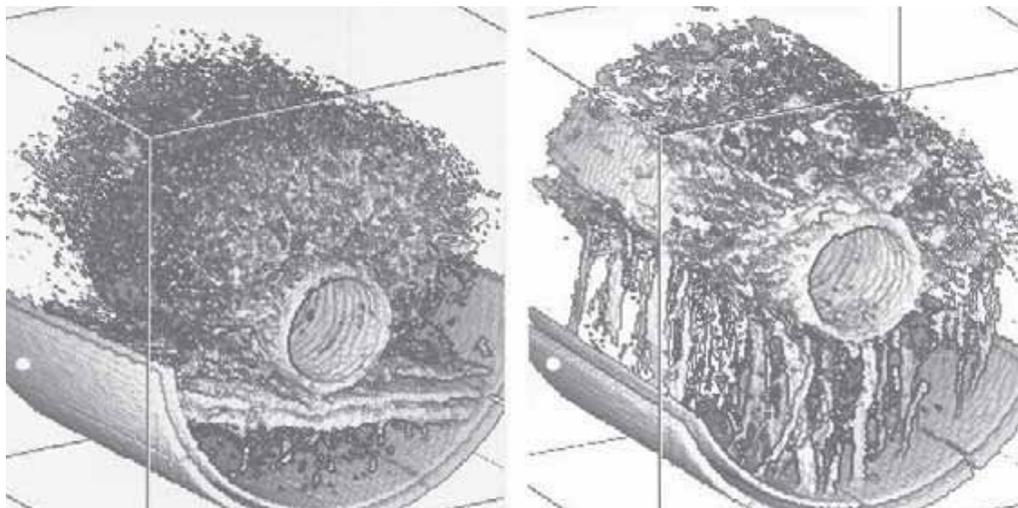


FIGURA 38  
Imágenes que muestran envolturas de dren y macroporos activos (según Stuyt, 1992b)

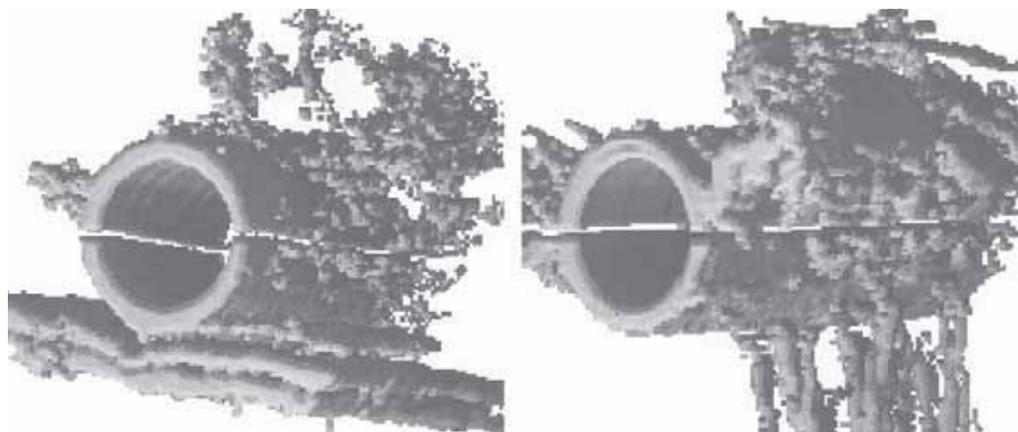


Figura 38 se representan estos macroporos activos en muestras que son las mismas de la Figura 37. Puede observarse claramente que solamente una pequeña parte de las áreas permeables detectadas transmite activamente agua al dren. Estos macroporos activos se desarrollan parcialmente mediante procesos de erosión de contacto que deben tener lugar durante el asentamiento del suelo después de la instalación.

Se aprecian ciertas bandas sutiles por debajo del dren que indican capas de suelo relativamente permeables y el suelo de la zanja del dren que contiene algunos macroporos geoméricamente complejos (Figura 38, izquierda). El acceso de agua al dren (a la derecha) tiene lugar a través de una serie de macroporos paralelos orientados verticalmente.

La heterogeneidad de obstrucciones minerales de envolturas voluminosas, tal como se ha detectado en muestras de campo, se ilustra en la Figura 39 en forma de imágenes-CT transformadas que muestran las envolturas como superficies planas. Las áreas que no están seriamente obstruidas son de color gris. Las áreas de envoltura obstruida no se ven y aparecen de color blanco.

En contraposición a suposiciones teóricas, el efecto de una envoltura sobre el tipo de flujo de agua hacia un dren es pequeño, como es su efecto sobre la resistencia radial y de entrada. El estudio de todos los tipos de flujo de agua hacia drenes ha revelado que no es evidente que las especificaciones de envolturas tengan un efecto significativo sobre la geometría de esos tipos de flujo. Probablemente, las variaciones de la resistencia al flujo cerca de un dren subterráneo dependan estrechamente de las características estructurales del suelo, es decir, de su macroporosidad y de la disposición geométrica de la red de macroporos cerca del dren. El denominado tamaño efectivo de abertura ( $O_{90}$ ) parece ser el único parámetro importante para el diseño de una envoltura. A diferencia de otras especificaciones de envolturas, el valor  $O_{90}$  tuvo un efecto significativo en el grado de obstrucción mineral de tuberías de drenaje (Stuyt, 1992a).

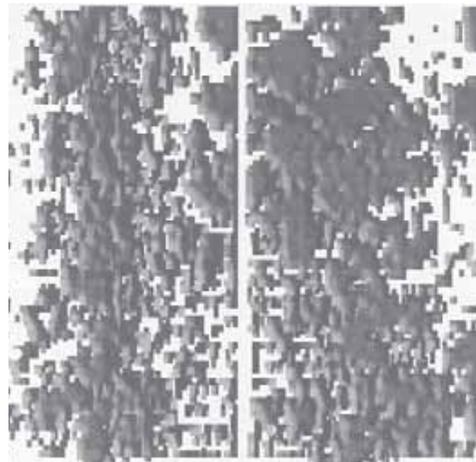
Las envolturas actúan principalmente como elementos de «retención» de suelo o como barreras permeables que sostienen físicamente el suelo próximo a los drenes. Dada la importancia de las propiedades físicas de los suelos en el proceso de obstrucción mineral, aplicar buenas prácticas de instalación tendrá un efecto favorable sobre la vida útil de drenes con envoltura. Por otro lado, envolturas aun bien diseñadas no pueden paliar propiedades físicas desfavorables de los suelos circundantes ni tampoco compensar una mala instalación. Por tanto, la instalación en húmedo debe evitarse siempre que sea posible.

### Obstrucción de tuberías

El colmatado de tuberías de drenaje no depende solamente de las características intrínsecas del suelo. Otros factores, como las condiciones y la calidad de instalación y un mantenimiento inadecuado de los drenes, p. ej. si se inyecta agua a alta presión, pueden causar sedimentación en drenes.

Los sedimentos minerales en drenes se deben a partículas de suelo que pasan a través de la envoltura (si la hubiera) y de los orificios de las tuberías. Generalmente, son llevadas en suspensión partículas finas ( $<20 \mu\text{m}$ ) originándose un flujo turbio. Sin embargo, la arena sedimenta y si es abundante obstruye la tubería. En terrenos llanos, con pendientes de dren de aproximadamente 0,2 por ciento (0,2 m por cada 100 m), aún arenas muy finas (tamaño medio de las partículas  $50 \mu\text{m}$ ) sedimentarán cerca del punto de entrada en la tubería. Solamente es posible cierta auto-limpieza de drenes en caso de pendientes mucho mayores.

FIGURA 39  
Ilustración de la heterogeneidad de los tipos de obstrucción mineral detectados en el interior de envolturas voluminosas (según Stuyt, 1992b)



## OBSTRUCCIÓN QUÍMICA Y BIOQUÍMICA

En drenes subterráneos se conocen cuatro tipos de sedimentos que están relacionados con actividad bacteriana: de ocre, manganeso, sulfurosos y de sulfuro de hierro. Los sedimentos voluminosos gelatinosos de hierro oxidado, denominado ocre, son los más comunes y problemáticos. Otros depósitos conocidos son de cal y yeso, que existen principalmente en drenes subterráneos de regadíos debido a la composición química del suelo y a la calidad del agua de riego.

### Ocre de hierro

Generalmente, los lodos gelatinosos formados por deposición de ocre son de color bronce, amarillo o rojo. El ocre es filamentosos (a causa de filamentos bacterianos), hidratado (más de 90 por ciento de agua) y su materia seca tiene un alto contenido de hierro (2-65 por ciento de peso seco). Frecuentemente contiene una matriz orgánica (2-50 por ciento de peso seco) (Ford, 1979, 1982a).

Hay dos tipos principales de problemas de ocre:

1. *El ocre como problema temporal, denominado autóctono (origen local).* El ocre temporal como factor de obstrucción puede desaparecer en un período de tres a cinco años. Por lo general se forma rápidamente y a menudo puede detectarse en salidas de dren poco tiempo después de su instalación. Si los drenes se mantienen en buenas condiciones la concentración de  $Fe^{2+}$  que llega a los mismos disminuirá gradualmente.
2. *El ocre como problema permanente, denominado alógeno (origen externo).* El ocre permanente es el más peligroso ya que es un factor de obstrucción continuo durante toda la vida útil del sistema de drenaje, independientemente del tratamiento. El ocre permanente se da en suelos que contienen grandes cantidades de hierro residual y energía natural. El hierro reducido soluble se origina en áreas circundantes, de aquí su nombre, y es transportado por filtraciones de agua hacia el área drenada. Hay lugares afectados por ocre en los que se origina hierro soluble a 4 o 6 km del área drenada. Por tanto, al estimar el potencial de formación de ocre permanente es importante considerar las características topográficas del terreno. En general, no deberían drenarse con tuberías aquellas áreas consideradas de riesgo potencial de ocre permanente, sin considerar modificaciones en el diseño de los sistemas y sin tomar precauciones para su mantenimiento continuo.

Puede encontrarse ocre en el suelo próximo a una envoltura de dren, en la propia envoltura, en las perforaciones de tubería y dentro de una tubería de drenaje. La mayor obstrucción en tuberías corrugadas puede encontrarse cerrando perforaciones y acumulada en el valle de las corrugaciones. La mayor acumulación de ocre dentro de tuberías parece darse en el tercio inferior de la longitud del dren, aunque generalmente este tramo no es la zona de máxima formación de ocre. A menudo, puede detectarse ocre como una masa gelatinosa voluminosa en salidas de dren o en pozos de registro. Sin embargo, también puede existir en drenes y no ser visible en la salida.

### Formación de ocre

Para formarse ocre se necesita hierro *ferroso* reducido ( $Fe^{2+}$ ) como materia prima que fluye hacia drenes. La concentración mínima de  $Fe^{2+}$  ferroso que es necesaria para el crecimiento de la bacteria férrica *Leptothrix* es 0,12 mg/l (0,12 ppm) (Ford, 1980).

Debe estar más bien en solución en el agua freática que en partículas de suelo. Principalmente se encuentra como hidróxido de hierro [ $Fe(OH)_2$ ] o como sulfuro de hierro ( $FeS_2$ ) que precipita cuando se oxida al contacto con aire, por ej. cerca o dentro de drenes subterráneos (Smedema y Rycroft, 1983). Muchos suelos contienen cantidades sustanciales de hierro, pero las condiciones necesarias para que se presenten problemas de ocre varían considerablemente.

Se necesitan bacterias para convertir *hierro férrico* ( $\text{Fe}^{3+}$ ) insoluble que está en partículas de suelo, a una forma soluble ( $\text{Fe}^{2+}$ ) que pueda ser transportada hacia drenes por flujo de agua freática. Solamente puede existir *hierro ferroso* ( $\text{Fe}^{2+}$ ) en agua freática si el oxígeno del suelo ha sido agotado, p. ej. después que un suelo se ha inundado durante un tiempo considerable o cuando los microorganismos han consumido todo el oxígeno disponible. Cuando se cumplen estas condiciones, bacterias reductoras de hierro reducen  $\text{Fe}^{3+}$  insoluble. Esta acción biológica de las bacterias requiere gran cantidad de energía y por ello deben existir fuentes de energía. La mayor fuente de energía es el material orgánico, como restos vegetales y raíces de plantas, y ciertos ácidos como málico, cítrico, tánico o láctico. Por tanto, cuanto más alto sea el contenido de materia orgánica del suelo más rápida y más extensa será la conversión bacteriana de  $\text{Fe}^{3+}$  a  $\text{Fe}^{2+}$ .

$\text{Fe}^{2+}$  soluble que fluye en agua freática entra en un ambiente diferente a medida que se aproxima a un dren y pasa a través de su envoltura. Si existe oxígeno en esta zona, ciertas bacterias filamentosas y con forma de bastón precipitan algo de  $\text{Fe}^{2+}$  como  $\text{Fe}^{3+}$  insoluble y lo incorporan en forma de ocre. Para que ocurra una obstrucción importante deben existir bacterias que precipiten hierro, aún cuando las otras condiciones que son necesarias para la precipitación química del hierro sean adecuadas. *El hierro por si solo no tiene propiedades adherentes importantes*. La reacción dentro de drenes es una combinación de precipitación bacteriana e incorporación de hierro químicamente precipitado en lodos pegajosos de las masas bacterianas presentes en la matriz de ocre.

Hay un tipo de ocre que se forma solamente con *pH* bajo en suelos con *pirita* (suelos con sulfatos ácidos). Estos suelos se encuentran en muchas zonas costeras, en vertederos mineros y en ciertos esquistos. Se forman piritas a partir de hierro y ácido sulfhídrico en sedimentos marinos inundados. Si se drenan estos suelos primeramente se oxidan piritas a  $\text{Fe}^{2+}$  y sulfatos, que cambian a ácido sulfúrico descendiendo el *pH* del suelo por debajo de 3,5. Las bacterias en forma de bastón *Thiobacillus ferrooxidans*, que pueden actuar solamente en un medio ácido, convierten entonces hierro soluble en ocre.

En Egipto, Irak y Pakistán no se han encontrado problemas importantes de ocre debido a la alcalinidad de los suelos. En suelos alcalinos, no puede existir  $\text{Fe}^{2+}$  disuelto en agua freática. En Israel se han encontrado serios problemas de ocre al drenar ciertas áreas pantanosas. Los sistemas de drenaje se diseñaron de tal manera que se mantuvieron condiciones anaeróbicas colocando un codo a la salida de los drenes para mantenerlos bajo agua. Estos sistemas han funcionado con éxito durante varios años (Henkin, 1987). El mismo procedimiento se aplicó en los Países Bajos en la década de 1960 pero con poco éxito (Huinink, 1991).

### ***Predicción de problemas de ocre***

Las siguientes observaciones *in situ* pueden indicar problemas potenciales de ocre en el interior de drenes (Ford, 1979):

1. Los tipos de suelos que parecen tener mayor potencial de formación de ocre son aquellos con arenas finas y limosas, suelos orgánicos, suelos con capas orgánicas y perfiles de suelos minerales con materia orgánica mezclada.
2. Terrenos utilizados para la evacuación de efluentes de agua residual por lo general disponen de energía suficiente para reacciones de reducción. Estos suelos tienen riesgo potencial de formación de ocre si están sujetos a inundaciones prolongadas.
3. Algunas características topográficas indican posibles problemas de ocre. Si existe tierra más alta adyacente al área drenable, el potencial de formación de ocre permanente puede ser un problema debido a una filtración permanente. Los valles situados al pie de escarpes son lugares típicos de formación de ocre permanente.
4. Llanuras de inundación de ríos y barrancos son lugares propensos, especialmente si presentan una mezcla de arena y materia orgánica.

5. Depresiones que contienen residuos orgánicos son lugares propensos para formación de ocre.
6. La presencia de arcillas de color azulado o cenagosas, con materia orgánica descomponible entre 0,6 y 1,2 m de profundidad, sugiere áreas con riesgo de ocre permanente.
7. Películas oleosas que flotan en la superficie del agua de canales pueden indicar ocre y pueden contener filamentos bacterianos formadores de ocre.
8. Ocre gelatinoso precipitado en los taludes de zanja, en sus soleras o en ambos es un indicador importante de problemas potenciales de ocre.
9. La cantidad de  $Fe^{2+}$  en agua freática es por lo general mayor en suelos con capas orgánicas y  $pH$  menor de 6.
10. Empíricamente se sabe que los suelos con menores posibilidades de presentar problemas de ocre son los arcillo limosos, franco arcillosos y arcillosos.
11. En zonas áridas no suele haber problema de ocre.

### Estimación del riesgo de ocre

Antes de instalar drenes es posible estimar el máximo riesgo de formación de ocre y también si determinados tipos o perfiles de suelo pueden considerarse susceptibles de formar ocre (Ford, 1982b). Analizar el contenido total de hierro de los *suelos* no es válido, ya que los resultados no indican hierro soluble  $Fe^{2+}$  o las complejas interacciones entre el  $pH$  y el tipo de suelo. El contenido de  $Fe^{2+}$  del *agua freática* que fluye hacia un dren sí es un indicador valioso del riesgo de obstrucción por ocre. La forma más sencilla de determinar el contenido de  $Fe^{2+}$  de agua freática es introduciendo tiras de papel indicador en una muestra de agua y por colorimetría evaluar la concentración de hierro ferroso. Existen distintos códigos de color para clasificar las siguientes concentraciones: 2, 5, 10, 25, 50 y 100 mg  $Fe^{2+}/l$ .

Ford (1982a) elaboró un método complejo pero eficaz para evaluar en perfiles de suelo el riesgo de obstrucción por ocre antes de instalar drenes. Este método, que es independiente del  $pH$  y del tipo de suelos, ha sido elaborado y comprobado ampliamente en numerosas zonas de Estados Unidos de América (Ford, 1982a). Mediante este método es posible determinar si una capa de suelo puede liberar más o menos cantidad de  $Fe^{2+}$  una vez saturada de agua y si el  $Fe^{3+}$  que está adherido a partículas de suelo puede reducirse fácilmente a  $Fe^{2+}$  soluble.

Scholten y Ven (1987) compararon las tasas potenciales de ocre determinadas por el método de Ford y mediante el método de tiras de papel indicador, y encontraron una estrecha correlación entre los contenidos de hierro ferroso determinados por ambos métodos. Sin embargo, el contenido indicado por tiras de papel es consistentemente más alto que el indicado por el método de Ford (relación 3 a 4). Aún así, el método sencillo de tiras es suficiente para mediciones rutinarias. Scholten y Ven (1987) elaboraron un cuadro

CUADRO 8  
Riesgo de formación de ocre según el método de Ford y el de tiras de papel indicador

Potencial de ocre	Hierro ferroso ( $Fe^{2+}$ ) en agua freática (mg/l)	
	Método de Ford	Tiras de papel indicador
Muy alto	>10	>25
Alto	5-10	10-25
Moderado	2-5	5-10
Pequeño	0,5-2	1-5
Insignificante	<0,5	<1

para evaluar el riesgo de ocre (Cuadro 8), a pesar del número insuficiente de determinaciones obtenidas en sus investigaciones. Los valores de este cuadro concuerdan razonablemente con las cifras propuestas por Ford (1982a).

### Cómo minimizar la obstrucción de drenes con ocre

No se conoce ningún método económico para a largo plazo controlar eficazmente la obstrucción de drenes por ocre. Como las opciones son limitadas hay que «convivir con el problema». Las siguientes recomendaciones pueden ser útiles (Ford, 1982a, 1982b).

1. *Precipitación de hierro en el suelo promoviendo oxidación.* No puede disolverse hierro en agua freática hasta que se reduce, por lo que son aceptables todas las medidas que disminuyan la creación de condiciones anaerobias. Como airear un suelo impide su reducción, en ciertas zonas puede ser útil disminuir el espaciamiento entre drenes y la profundidad de drenaje.
2. *Tamaño de las perforaciones de las tuberías de drenaje.* Cuanto mayor sean las perforaciones mayor será el período en que se mantenga el caudal de drenaje antes de empezar a disminuir sustancialmente. Es fundamental que el corte de perforación sea limpio, ya que el ocre se adhiere a los bordes de plástico irregulares de los orificios. Perforaciones de tamaño pequeño limitan la eficacia de la limpieza con agua a presión de drenes instalados con envolturas sintéticas.
3. *Envolturas de dren.* El mejor material envolvente es grava clasificada pero puede obstruirse si el riesgo de formación de ocre es alto. Los PLM de estructura gruesa, compatibles con el suelo, también pueden reducir el riesgo de obstrucción por ocre. Envolturas sintéticas relativamente finas, como geotextiles, tienen mayor riesgo. Estudios realizados en áreas drenadas seleccionadas muestran que la obstrucción con ocre de drenes cubiertos con materiales sintéticos ocurre primeramente en las aberturas y valles de las corrugaciones de tubería, y el ocre puede acumularse en cantidad suficiente para que el sistema de drenaje no funcione. Estos materiales se obstruyen con relativa facilidad con depósitos de ocre porque las bacterias que precipitan hierro se desarrollan fácilmente en los huecos de los tejidos. De todas las envolturas sintéticas, las de poliéster tejido son las menos vulnerables a obstruirse con ocre.
4. *Materiales envolventes orgánicos.* En Florida, Estados Unidos de América, envolturas hechas de serrín de pino, roble o ciprés demoraron durante largos períodos la formación de ocre en las aberturas de entrada de agua en el dren. El serrín crea un ambiente anaerobio, parece ser tóxico para bacterias que forman ocre y puede contener compuestos hidroxílicos aromáticos que inmovilizan hierro. Debe evitarse usar turba y otros materiales envolventes orgánicos, ya que por lo general aumentan los problemas de ocre y favorecen la obstrucción.
5. *Salidas sumergidas.* Si el agua freática tiene alto riesgo de ocre, la sumersión de drenes impide que el  $Fe^{2+}$  soluble se oxide a  $Fe^{3+}$  insoluble que causa obstrucción (Rozendaal y Scholten, 1980). Ésta es una recomendación antigua que ha sido aplicada con cierto éxito cuando todo el dren está permanentemente bajo agua. La línea de dren debe estar completamente bajo agua durante todo el año. Para ello puede ser necesario instalar drenes sin apenas pendiente o horizontales.

#### *Eliminación del ocre de drenes*

Apenas se dispone de datos sobre inyección de agua a presión en drenes cubiertos con envolturas sintéticas. En los Países Bajos, inyectar agua a media presión a drenes obturados con ocre ha dado por lo general resultados insatisfactorios. La capacidad de desagüe de drenes inyectados no mejoró significativamente o mejoró solamente durante un breve período. El agua inyectada debe pasar a través de las perforaciones de la tubería y ser desviada por la envoltura para limpiar los valles de las corrugaciones. En suelos estructuralmente inestables, la presión en boquilla no debe exceder 20 bar, de lo contrario el suelo próximo a los drenes puede desestabilizarse y fluir hacia el dren (véase el Capítulo 7, Apartado *Mantenimiento de tuberías de drenaje*). Cuanto mayor sean las perforaciones de una tubería mejor se limpiarán los valles de las corrugaciones y la envoltura. La limpieza mediante agua a presión es insatisfactoria si se demora hasta que el ocre haya envejecido y se vuelva cristalino, pegajoso o ambas cosas. También se puede limpiar con éxito en seco, sin agregar agua adicional, mediante una varilla dotada de un rascador en el extremo, siempre que:

- La operación se lleve a cabo cuando el ocre es aún lodo, antes de que tenga la oportunidad de endurecerse durante un período seco prolongado (verano).
- La limpieza con varilla se haga mientras el dren lleve agua (período húmedo); de esta manera, el ocre aún en forma de lodo se suelta fácilmente y es arrastrado por el caudal de drenaje (Cavelaars, comunicación personal).

Si se sospechan problemas de ocre se recomienda inyectar agua en los drenes durante el primer año antes que se obstruyan, ya que la deposición de ocre es por lo general más grave poco tiempo después de instalar los drenes. Estos deben desaguar en zanjas abiertas y no en colectores de tubería, ya que en el primer caso el acceso a los drenes facilita enormemente la inyección de agua. Para la limpieza con agua a presión, los sistemas en espina de pescado o con diseños similares deben tener accesos para la inyección.

### Depósitos de yeso y cal

Mientras que el ocre es un problema relevante en regiones templado-húmedas, que ha sido investigado exhaustivamente a gran escala durante décadas, no ha sido investigada sistemáticamente la precipitación en tuberías de drenaje y envolturas de sales ligeramente solubles, como son carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) y sulfato de calcio como yeso ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ). Hay un amplio campo de investigación sistemática sobre la precipitación de cal y yeso en drenes de tubería, que debería incluir un inventario de la extensión del problema y las condiciones bajo las cuales tiene lugar dicha precipitación. La deposición de calcio y yeso es muy probablemente un proceso químico. Verosíblemente se forman depósitos duros y cristalinos con relativa lentitud de modo que los efectos adversos aparecen solamente tras un largo tiempo.

El problema puede presentarse en suelos yesosos y en suelos con alto contenido de carbonato de calcio, que son comunes en zonas áridas y semiáridas, o como resultado de sales aportadas con el agua de riego. Sin embargo, también pueden presentarse problemas en áreas sin riego en función del contenido de  $\text{Ca}^{2+}$  disuelto en agua freática, como en un caso de Bélgica donde  $\text{CaCO}_3$  ha cementado grava alrededor de una tubería de un sistema de drenaje de un camino transformándola en una masa compacta e impermeable. También se han encontrado en Francia otros casos de formación de depósitos calcáreos en y alrededor de drenes instalados en suelos por los que fluye agua freática rica en  $\text{Ca}^{2+}$  disuelto (CEMAGREF, 1983). Cavelaars *et al.*, (1994) encontraron yeso en drenes excavados en zonas áridas. Sin embargo, no se encontró deposición de cal en sistemas de drenaje horizontales a pesar del riesgo de precipitación de cal *-incrustación-* en paredes de pozos de captación de aguas subterráneas.

Pueden precipitar cal y yeso si la concentración de compuestos de calcio (carbonatos, bicarbonatos o sulfatos) excede su solubilidad. Muchas aguas, especialmente en regiones áridas, están parcialmente o casi saturadas de bicarbonato de calcio [ $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ], que según sea su concentración precipita en el suelo como  $\text{CaCO}_3$ . Precipitarán esa sal y  $\text{CaSO}_4$  al concentrarse la solución del suelo, si por efecto de la absorción de agua por las plantas se excede la solubilidad del relativamente insoluble  $\text{CaCO}_3$  y del  $\text{CaSO}_4$  que es más soluble.

Este proceso químico no explica la precipitación de  $\text{CaCO}_3$  en la envoltura de un dren y en sus perforaciones, que puede deberse a la conversión de  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$  debida a la pérdida de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ). El riesgo de precipitación en pozos puede explicarse por la disminución de la presión del agua subterránea a la entrada de las aberturas del pozo o de su envoltura.

No es posible prevenir completamente la deposición de  $\text{CaCO}_3$  y  $\text{CaSO}_4$  en un sistema de drenaje horizontal, pero pueden tomarse algunas medidas para reducir el riesgo de precipitación de esas sales de calcio. Mantener los sistemas de drenaje bajo agua reducirá el riesgo de formación de solutos más concentrados cerca de un sistema de drenaje y la liberación de  $\text{CO}_2$  del agua freática.

### Depósitos de manganeso

El manganeso disuelto en agua freática, bajo condiciones adecuadas de reducción, puede formar mediante un proceso bacteriano un depósito negro gelatinoso que dé lugar a obstrucción.

### Precipitado sulfuroso

El lodo sulfuroso es un depósito fibroso de color variable de amarillo a blanco formado por oxidación de sulfuro de hidrógeno ( $H_2S$ ) resultado de la reducción de sulfatos disueltos en agua freática. Las bacterias sulfurosas oxidan el  $H_2S$  a  $H_2O$  y a azufre elemental S. Glóbulos de azufre elemental y masas de lodo blancuzcas y pegajosas se depositan en los filamentos de estas bacterias y forman un precipitado de azufre en las salidas de dren (Martínez Beltrán, 1978; Ford, 1980).

Estos lodos sulfurosos no han sido un problema grave en la mayor parte de sistemas de drenaje de tierras agrícolas, pero se encuentran a menudo en suelos con turba y también pueden encontrarse en zonas que se riegan subterráneamente mediante tuberías de drenaje si el agua subterránea usada para el riego contiene  $H_2S$ .

### Sulfuro de hierro

Puede encontrarse sulfuro de hierro ( $FeS_2$ ) bajo condiciones de reducción química, p. ej. cuando se instalan drenes en perfiles de suelo mezclados (orgánicos y minerales), en llanuras de ríos o torrentes, o cuando se utiliza la capa superior del suelo o restos orgánicos para cubrir drenes durante su instalación. Es un precipitado negro gelatinoso formado por reacción entre  $Fe^{2+}$  y  $H_2S$ . Generalmente no se adhiere a partículas de suelos arenosos ligeros pero llega a ser un agente obstructor si está presente en cantidades que puedan cegar los poros del suelo. En general, el sulfuro de hierro no debería ser un problema serio en la mayor parte de los sistemas de drenaje si no se tapan los drenes con capa vegetal de suelo o con restos de materia orgánica.

## PENETRACIÓN DE RAÍCES EN TUBERÍAS DE DRENAJE

Apenas hay datos de campo relacionados con *penetración de raíces* ya que en tierras cultivables rara vez se dan casos con cultivos extensivos. Estas raíces pueden impedir temporalmente desaguar un dren y favorecer ligeramente la sedimentación de la tubería pero mueren después de recolectarse. Mayores problemas causan raíces en drenes instalados bajo plantas perennes como árboles o arbustos, p. ej. en cortavientos que bordean ciertos huertos. Estas raíces pueden colmar todo el dren en una longitud considerable, reteniendo materiales en suspensión y obstruyendo gravemente el caudal de drenaje. Puede resolverse este problema instalando tubos sin perforar en lugares donde puedan existir este tipo de raíces (véase el Capítulo 2, Apartado *Tubos rígidos*).

En países áridos se instalan drenes a profundidades de 1,5 a 2 m e incluso más profundos, por ello la proliferación de raíces dentro de drenes es menos probable si se compara con drenes instalados a menor profundidad.

Apenas existe información cuantitativa sobre proliferación de raíces dentro de drenes.

- En *Bélgica*, durante un período seco, coles de raíces profundas causaron problemas en un sistema de drenaje somero instalado para controlar una capa de agua colgada.
- En *Egipto*, árboles de *Eucalyptus* han causado problemas (Cavelaars *et al.*, 1994).
- En *Israel*, raíces de ciertos tipos arbóreos de *Tamarix* tienden a obstruir drenes. Las raíces de *Tamarix* y de otros árboles no pueden eliminarse, especialmente si se utilizan envolturas de grava (Henkin, 1987).
- En *Pakistán*, en el proyecto Mardan Scarp, como medida de precaución se eliminaron todos los árboles en una distancia de 35 m de los drenes.

- En *España*, raíces muy finas de un arbusto salino (*Suaeda fruticosa*), que crece en taludes de colector en zanja abierta, llegaron a entrar en drenes laterales causando serias obstrucciones. Este problema puede solucionarse instalando tubos sin perforar de un mínimo de 3 m de longitud en las salidas de laterales a zanjas (Martínez Beltrán, 1987).
- En *Surinam*, cierta planta asiática llamada «kudzú» causó problemas importantes de proliferación de raíces en el interior de drenes (Van der Molen, 1972).
- En *Perú*, se conocen casos en que raíces de caña de azúcar penetran en tuberías colocadas a una profundidad de 1,5 m (Cavelaars, 1987).
- En los *Países Bajos*, el problema de raíces en tierras agrícolas está ligado al tipo de cultivo, a la clase de envoltura y a la zona drenada. Penetraron fácilmente raíces en drenes con envolturas orgánicas (una mezcla de fibras de turba y coco), envolturas laminares de fibra de vidrio, envolturas de poliéster o poliamida tejidos («calcetín») y de PLM con gránulos de poliestireno. Sin embargo, envolturas sintéticas de poco espesor proporcionaron una buena protección. La penetración de raíces fue generalmente menor a medida que el espesor de envoltura era mayor (Stuyt, 1992a). Árboles frutales como manzanos y perales no causan muchos problemas pero es sabido que el chopo (*Populus canadensis*) es perjudicial.

## Capítulo 6

# Directrices para predecir la necesidad de una envoltura

Pueden entrar partículas de suelo en un dren desde todos lados debido a la fuerza de arrastre del agua que fluye hacia el dren. El colmatado de tuberías de drenaje puede deberse a entrada de partículas de suelo disgregado, a dispersión de suelo cohesivo a nivel del dren o a transporte descendente de material disperso o en suspensión a través de poros del suelo, grietas y espacios vacíos. Este proceso nunca puede impedirse completamente pero puede controlarse instalando un material envolvente alrededor de la tubería de drenaje. La necesidad de materiales envolventes alrededor de tuberías de drenaje dependerá de las propiedades químicas y físicas del suelo, de la composición química del agua a ser drenada y de las condiciones bajo las cuales se han instalado las tuberías. Sin embargo, determinar si un suelo presenta o no problemas no es fácil, ya que esto no puede deducirse fácilmente de las propiedades del suelo y de dichas condiciones. La heterogeneidad del suelo y la complicada naturaleza de las interacciones físicas entre agua y suelo cerca de los orificios de un dren, hacen que la predicción de la necesidad de materiales envolventes de dren sea muy difícil.

Se han hecho intentos para definir e identificar suelos propensos a causar obstrucción mineral de tuberías de drenaje. Aunque se han identificado muchos tipos de suelo que pueden ser más susceptibles a sedimentación que otros, no se han determinado todavía criterios válidos para saber si ciertos drenes requieren o no una envoltura. Con el estado actual de conocimiento es virtualmente imposible determinar criterios universales y parámetros fijos para predecir la tendencia de un dren a la obstrucción mineral para un suelo dado y de la consecuente necesidad de una envoltura. De cualquier manera, la experiencia, obtenida durante cuatro décadas de investigaciones y práctica, permite extraer algunas conclusiones. Estos son los criterios existentes, generalmente basados en experiencia local y que son válidos solamente para las zonas donde se han determinado. Por tanto, no pueden ser transferidos directamente a otras zonas sin previa verificación de su aplicabilidad.

Ensayos con permeámetro sobre muestras de suelo tomadas a la profundidad de diseño del dren pueden proporcionar información sobre la necesidad de envolturas de dren, ofreciendo evidencia de la estabilidad estructural de un suelo y del riesgo de entrada de partículas de suelo en tuberías de drenaje. Se ha realizado investigación con permeámetro en Estados Unidos de América (Willardson y Walker, 1979; Samani y Willardson, 1981), Países Bajos (Stuyt, 1992a), Bélgica (Dierickx y Yüncüoglu, 1982), Francia (Lennoz-Gratin y Zaïdi, 1987) y actualmente se están llevando a cabo en Egipto, la India y Pakistán. Se llevan a cabo ensayos con permeámetro con gradientes hidráulicos crecientes, sobre muestras de suelos y materiales envolventes potencialmente adecuados. Si el suelo resiste gradientes altos no es necesaria una envoltura de dren. Una aplicación es la evaluación del gradiente de fallo hidráulico de un suelo (p. ej. Samani y Willardson, 1981). De la comparación de resultados de permeámetro con los de drenes de campo, Lennoz-Gratin *et al.* (1992) consideran el ensayo de flujo con permeámetro un método apropiado para predecir la obstrucción mineral de tuberías de drenaje. Sin embargo, los resultados de Stuyt (1992b) indican que la relación entre datos de laboratorio y de campo es más bien ambigua.

Además de experimentos de laboratorio, algunas observaciones sencillas de campo pueden indicar la necesidad de instalar envolturas en futuros proyectos de drenaje. Los sondeos hechos para determinar la conductividad hidráulica del suelo pueden proporcionar información útil al respecto. Si estos sondeos se desmoronan rápidamente debiendo usarse un filtro, la instalación de una envoltura es vital para proteger futuros drenes de obstrucción mineral. En un perfil de suelo donde tuberías de drenaje no requieren normalmente una envoltura, la presencia ocasional de capas de suelo o de lentejones de material de suelo suelto a la profundidad de drenaje, puede ser una razón para proteger todos los drenes como medida de seguridad a pesar de los altos costos.

En los apartados siguientes se describen las principales propiedades del suelo relacionadas con el riesgo de entrada de partículas de suelo en tuberías de drenaje y la necesidad de protegerlas del riesgo de colmatarse. Además, se considera la influencia de la calidad del agua sobre la composición química del suelo. Finalmente, se han definido algunos criterios para predecir la necesidad de envolturas de dren.

## PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO

### Textura del suelo

Un suelo consiste de un armazón de partículas minerales con vacíos o poros que contienen aire y agua. Puede también existir materia orgánica, especialmente en las capas de suelo más superficiales. Las partículas minerales del suelo varían considerablemente en forma, tamaño, composición mineralógica y características químicas de su superficie. La distribución del tamaño de partícula de un suelo, a menudo denominada *textura del suelo*, es un indicador importante de su estabilidad y puede determinarse mediante análisis mecánico del suelo. Las partículas de suelo se clasifican normalmente como arcilla (< 2  $\mu\text{m}$ ), limo (2-50  $\mu\text{m}$ ) y arena (50-2000  $\mu\text{m}$ ). Los porcentajes en peso seco de arena, limo y arcilla pueden representarse en un gráfico triangular (Figura 40). Trazando estos porcentajes en una línea paralela a la base *opuesta* al ángulo indicado (que representa 100 por ciento de arena, limo o arcilla) puede determinarse la clase de textura mediante intersección de las tres líneas dentro del triángulo. La Figura 40 muestra que un suelo con una fracción de arcilla del 11 por ciento, una fracción de limo del 27 por ciento y una de arena del 62 por ciento, puede clasificarse como franco arenoso.

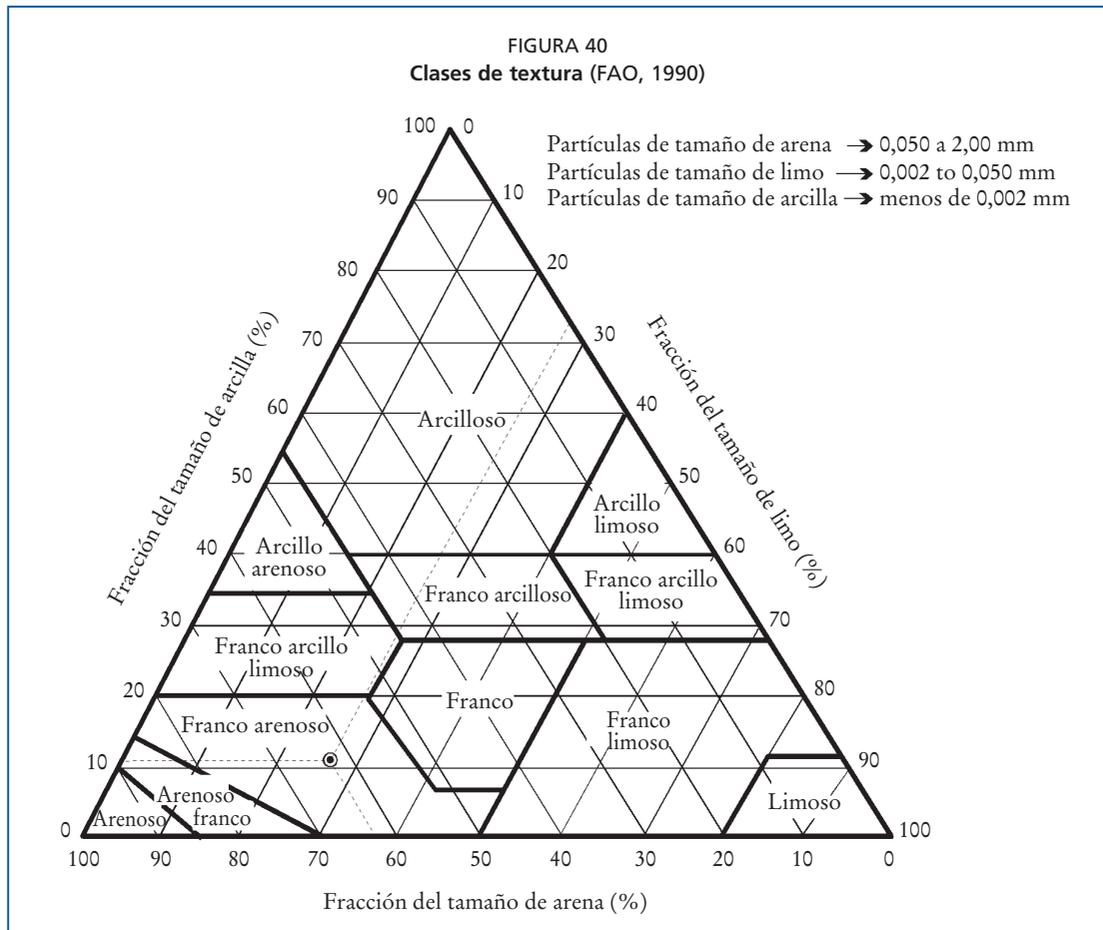
La curva de distribución acumulativa del tamaño de partícula (Figura 41) da información sobre el porcentaje acumulativo de partículas de suelo (en peso seco) que es menor que un cierto diámetro. Por ejemplo,  $d_{10}$  y  $d_{50}$  son los diámetros de partícula en los que respectivamente el 10 y el 50 por ciento de las partículas del suelo (en peso seco) tienen un diámetro menor. Un suelo uniforme tiene una curva de distribución de partículas «empinada» (curva «a» de la Figura 41), mientras que la curva de un suelo bien graduado es menos pronunciada (curva «b» de la Figura 41). La última tiene un  $d_{10}$  de 1,7 y un  $d_{50}$  de 105  $\mu\text{m}$ .

El coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) de un suelo es una medida de la anchura de banda de los tamaños de las partículas de suelo que contiene. Este coeficiente, que viene dado por la inclinación o pendiente de la curva de distribución del tamaño de partícula, está dado por:

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad (42)$$

Cuanto mayor es el valor  $C_u$  menos uniforme o mejor graduado será el suelo. Un suelo uniforme, con todas las partículas del mismo tamaño, tiene un  $C_u = 1$ .

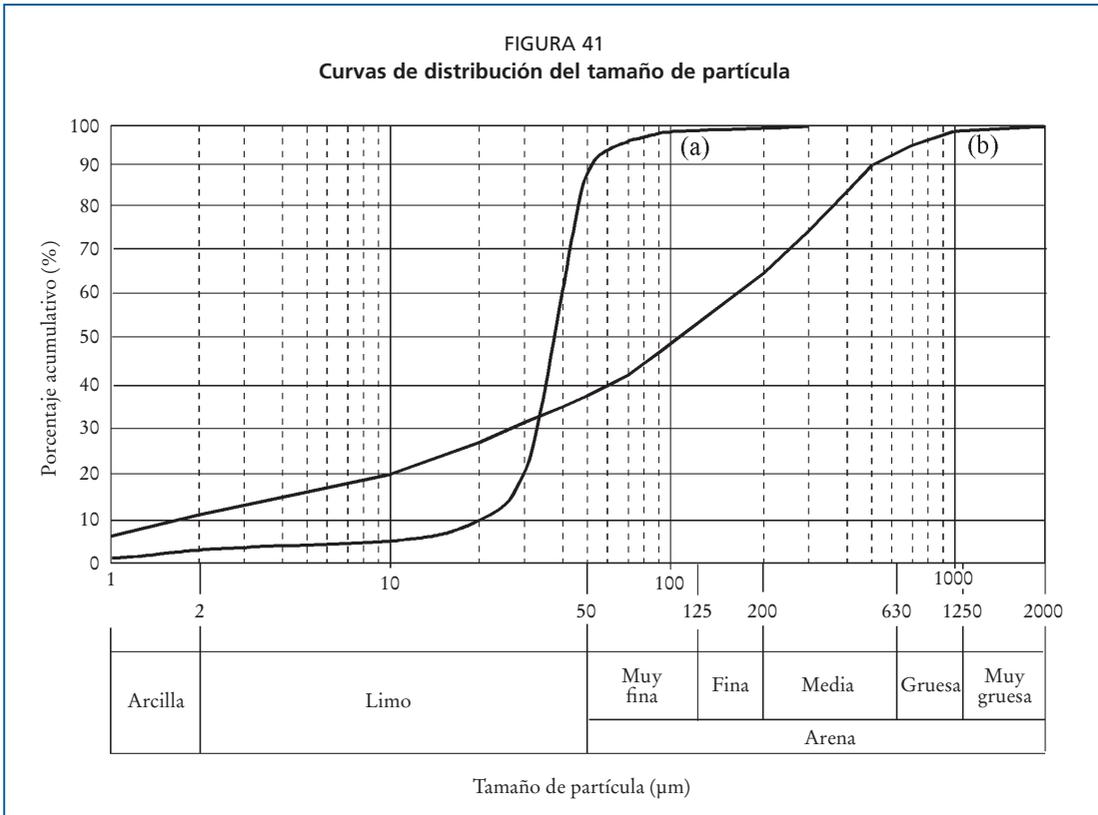
La distribución del tamaño de partícula y la clasificación de textura del suelo pueden dar una primera indicación de la necesidad de una envoltura de dren. Para suelos sueltos como arenas, el coeficiente  $C_u$  se usa frecuentemente para predecir la necesidad de envolturas de dren. Si el suelo es cohesivo, el porcentaje de arcilla es un indicador más significativo.



Criterios basados en el contenido de arcilla del suelo han sido útiles en varias regiones para determinar si se requieren envolturas de dren. En Québec, Canadá, las tuberías de drenaje no necesitan envoltura en suelos que tienen un contenido de arcilla de al menos el 20 por ciento (CPVQ, 1989), mientras en los Países Bajos el contenido de arcilla debería ser al menos del 25 por ciento (Van Zeijts, 1992). En Egipto y la India, el contenido de arcilla debería ser del 30 por ciento o mayor (Abdel-Dayem, 1987; Personal del Proyecto Rajad, 1995). No obstante, algunos de estos suelos aún presentaron problemas de obstrucción mineral. Esto es causado por el hecho de que la estabilidad del suelo no solo depende de la composición física sino también de su composición química (Apartado *Propiedades químicas del suelo*).

Drenes en suelos arenosos finos sin cohesión normalmente requieren una envoltura. Sin embargo, en Québec, Canadá (CPVQ, 1989), no se recomienda envoltura si el ancho de las perforaciones de la pared de tubería es menor de  $2d_{85}$  (diámetro de partícula para el cual el 85 por ciento de las partículas de suelo, en peso seco, tiene un diámetro menor). En lugar de 2, también se han aceptado otros valores de este factor oscilando entre 0,5 y 10. Intentos para adaptar el ancho de la perforación a un diámetro del tamaño de partícula característico del suelo circundante han fracasado a causa de la variabilidad de ambos. Por tanto, en suelos arenosos sin cohesión deberían recomendarse envolturas de dren en toda circunstancia.

Aunque la textura por si sola es insuficiente como parámetro para decidir sobre el uso de envoltura, se acepta generalmente que suelos con  $d_{50}$  entre 50 y 150  $\mu\text{m}$  son mecánicamente bastante inestables y como tales propensos a erosión (Dierickx y Leyman, 1991) y por tanto requerirán una envoltura.



Dado el hecho que suelos con una gran anchura de banda del tamaño de partícula no presentan serios problemas de sedimentación, Olbertz y Press (1965) propusieron el coeficiente  $C_u$  como parámetro de *probabilidad de erosión*:

- $1 < C_u < 5$  : muy uniforme y muy propenso a erosión.
- $5 \leq C_u \leq 15$  : moderadamente uniforme y propenso a erosión.
- $C_u > 15$  : sin riesgo de erosión.

También es importante la relación porcentual arcilla/limo. De acuerdo a Dieleman y Trafford (FAO, 1976), el riesgo de obstrucción mineral de tuberías decrece rápidamente cuando esta relación excede de 0,5, si el tamaño de partículas de limo varía entre 2 y 20  $\mu\text{m}$ .

En cualquier caso, suelos con una cantidad importante de limo y una pequeña cantidad de arcilla presentan un gran riesgo de obstrucción mineral de drenes. El rango de distribución del tamaño de partícula de estos suelos se presenta en la Figura 42. Cualquier suelo, con una distribución acumulativa del tamaño de partícula incluida completamente o en su mayor parte en el área sombreada, es probable que presente problemas de obstrucción de dren (Stuyt, 1982; Veldhuijzen van Zanten, 1986). La razón es que estos suelos tienen partículas que son generalmente demasiado grandes para ser cohesivas, pero no lo suficiente para evitar que sean arrastradas hacia aberturas de un dren no protegido por una envoltura.

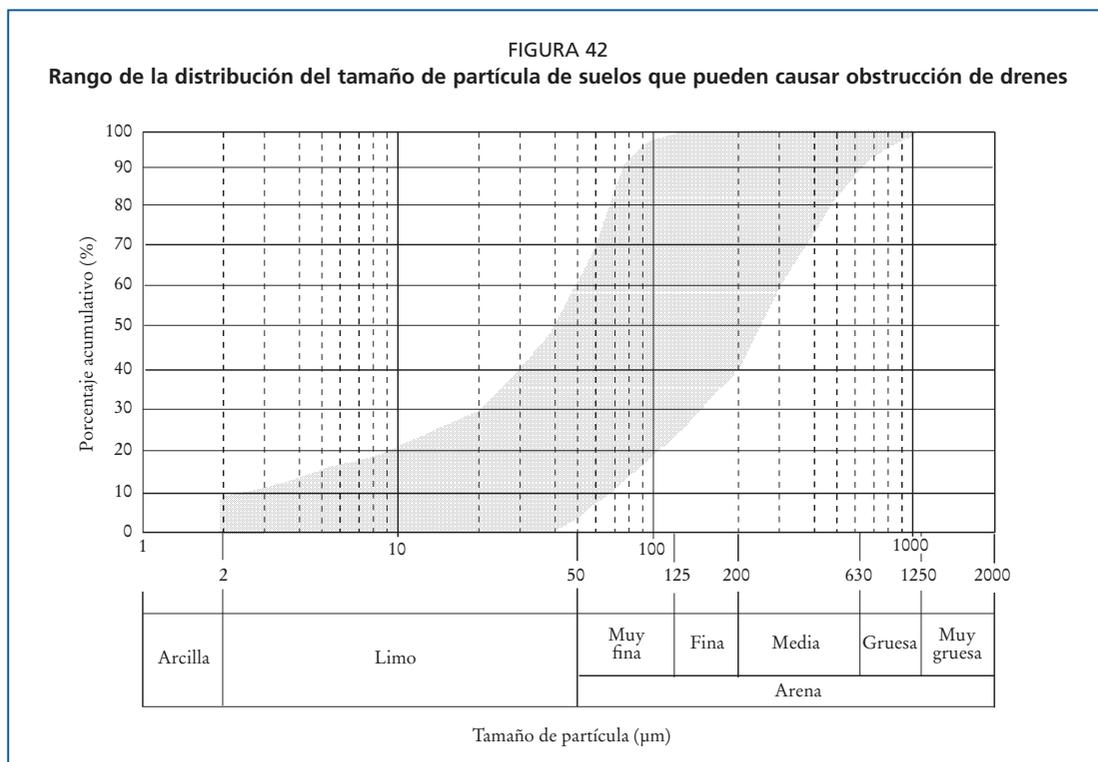
### Estabilidad estructural

En los Países Bajos, datos de campo indican que los suelos pueden diferir ampliamente en relación a la tasa de oclusión mineral aún cuando tengan una textura similar (Stuyt, 1992a). Con el tiempo, se ha comprendido que la estructura de un suelo es al menos tan importante como su textura. Sin embargo, apenas es posible interpretar la estructura del suelo en términos de riesgo de obstrucción y mucho menos tasas de oclusión.

La estructura del suelo se refiere a la forma en que sus partículas están unidas en compuestos o agregados naturales más o menos porosos y depende de la textura del suelo, de la presencia de sustancias orgánicas u otras cementantes y de las relaciones entre varios cationes que están presentes en el suelo. Los agregados de suelo pueden clasificarse según la fuerza de las uniones entre las partículas de suelo. Dichas uniones pueden ser sueltas, débiles, moderadas y fuertes. La estructura de suelo con partículas sueltas está típicamente asociada a suelos arenosos, aunque los limos más finos también pueden tener este tipo de estructura. Estos suelos no tienen estructura y virtualmente no tienen cohesión. Los suelos arcillosos por lo general son cohesivos y pueden ser masivos o desarrollar estructura en bloques o prismática. Sin embargo, en algunos casos, pierden su cohesión y se dispersan (Apartado *Propiedades químicas del suelo*). La estructura del suelo gobierna, entre otras cosas, el flujo de agua hacia tuberías de drenaje.

La firmeza de las uniones entre partículas de suelo se llama cohesión. La consistencia del suelo se refiere al comportamiento de un suelo con diferentes contenidos de humedad y depende en gran medida de la cohesión. Dos límites bien conocidos de consistencia son el *límite líquido* y el *límite plástico*, que forman las llamadas constantes de Atterberg. La diferencia entre estos dos límites da el índice de plasticidad ( $I_p$ ), que es un indicador de la firmeza de las uniones entre partículas de suelo.

La estabilidad estructural de agregados de suelo está relacionada con las fuerzas de atracción entre sus constituyentes y determina su resistencia a fuerzas mecánicas y físico-químicas destructivas. En cierta medida, la estabilidad estructural de los agregados de suelo está determinada por la cantidad de partículas de arcilla. La estabilidad de agregados es una característica importante del suelo cuando debe evaluarse el riesgo de obstrucción mineral de tuberías de drenaje, ya que es sabido que tuberías de drenaje instaladas en suelos estructurados estables no requieren materiales envolventes. A pesar de la disponibilidad de varios métodos para determinar la estabilidad de los agregados, p. ej. cernido en húmedo, no existe un procedimiento directo y conciso para clasificar la estabilidad estructural de agregados de suelo en cifras significativas. La razón para



ello es que la estabilidad de agregados no es una propiedad intrínseca del suelo sino que depende de varias condiciones, tales como el contenido de humedad y sus propiedades químicas. La disgregación de los agregados de suelo al humedecerse es bien conocida, pero si el suelo permanece en estado plástico a la profundidad de drenaje resistirá dicha disgregación. Por ello, la estabilidad estructural de un suelo no es un indicador muy fiable para formular directrices para evaluar la necesidad de envoltura para impedir la oclusión mineral de drenes.

El índice  $I_p$  mencionado anteriormente se usa para predecir la propensión de un suelo a la obstrucción mineral de una tubería de drenaje. Según Dieleman y Trafford (FAO, 1976):

- $I_p < 6$  : alta tendencia a sedimentación.
- $6 \leq I_p \leq 12$  : tendencia limitada a sedimentación.
- $I_p > 12$  : sin tendencia a sedimentación.

Hay distintas modificaciones a este enfoque, algunas veces en combinación con otros criterios (p. ej. Lagacé, 1983).

### Contenido de humedad

Cuando se instala un sistema de drenaje subterráneo bajo humedad generalizada se afecta la estructura del suelo desfavorablemente. Colocar drenes en condiciones húmedas puede destruir la estructura del suelo casi completamente y aumentar el riesgo de obstrucción mineral de las tuberías. Por ello, no deberían instalarse drenes en condiciones de exceso de humedad. Lamentablemente, la interrupción de obras durante períodos cortos húmedos con frecuencia se ignora por razones financieras. Además, a veces deben instalarse drenes en lugares donde la capa freática está permanentemente por encima del nivel de drenaje previsto.

No es nueva la advertencia de no instalar drenes, en lo posible, durante períodos de excesiva humedad o cuando la capa freática es somera. Cavelaars (1966) fue uno de los primeros en mencionar que el funcionamiento de un dren, en condiciones de campo, está determinado en gran medida por la condición del suelo alrededor del dren antes que por el tipo de dren o material envolvente. Su conclusión más importante fue que la instalación de drenes en condiciones húmedas podría tener un efecto muy perjudicial sobre su funcionamiento, especialmente en suelos con baja estabilidad estructural.

### PROPIEDADES QUÍMICAS DEL SUELO

La estabilidad estructural de un suelo es afectada por su contenido total de sales y sodio. Además, la cal ( $\text{CaCO}_3$ ) y los sesquióxidos (óxidos de Al y Fe) son agentes cementantes de arenas y limos. Precipita cal alrededor de los puntos de contacto entre partículas de suelo. La capacidad de unión de los óxidos de Fe está mal definida pero la de los de Al es probablemente efectiva. Aparte de esos depósitos inorgánicos, los organismos del suelo y sus subproductos orgánicos también pueden mantener unidas las partículas de suelo.

La composición química de un suelo también es bastante importante debido al potencial obstructivo de tuberías de drenaje, de envolturas o de ambas, por hierro, cal y sulfatos (Capítulo 5, Apartado *Obstrucción química y bioquímica*). Aunque envolturas de dren no pueden impedir la obstrucción química, este fenómeno debe considerarse debidamente en todo proceso de selección de envoltura.

La evaluación del riesgo de obstrucción mineral de tuberías de drenaje, como resultado de la composición química del suelo, necesita conocer la capacidad de intercambio de cationes y la salinidad y sodicidad del suelo.

### Capacidad de intercambio de cationes

Las partículas de arcilla y humus tienen propiedades adsorbentes siendo las de arcilla coloides tan pequeños que dominan los efectos superficiales. La dispersión, dilatación, contracción, floculación, cohesión y plasticidad de los suelos son fenómenos en los que intervienen coloides del suelo. Las partículas de arcilla tienen una carga negativa y por tanto adsorben cationes como  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{H}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  y  $\text{Mg}^{2+}$ .

La materia orgánica tiene una influencia estabilizadora sobre las propiedades físicas y químicas de suelos, a pesar de su cantidad que generalmente es pequeña. Promueve el desarrollo y estabilidad de estructura de suelo. Los componentes más finos de materia orgánica son convertidos en humus como resultado de su descomposición por microorganismos. Al igual que las arcillas, el humus también es un material coloidal. Su capacidad para retener iones excede la capacidad de la arcilla, pero ésta, por lo general, está presente en mayores cantidades. Por ello, la contribución de la arcilla a las propiedades químicas del suelo generalmente excede la del humus, excepto en suelos muy arenosos.

Si los coloides del suelo contienen una alta proporción de  $\text{Ca}^{2+}$  y de otros iones divalentes, se forman uniones firmes entre las partículas minerales dando lugar a una estructura de suelo estable. En suelos ricos en iones  $\text{Na}^+$  (*suelos sódicos*) las uniones son inestables, lo cual ocasiona una estructura de suelo débil.

La cantidad total de cationes que puede adsorber un suelo depende de los coloides del suelo -arcilla y humus- cargados negativamente. Esta cantidad se denomina *capacidad de intercambio de cationes (CIC)* y se expresa corrientemente en meq/100g de suelo seco.

### Salinidad del suelo

Los suelos pueden contener sales ligeramente solubles como cal y yeso, y sales altamente solubles como cloruro y sulfato de sodio. Estas sales pueden estar contenidas en el material parental del suelo (salinización primaria) o ser transportadas en forma soluble en agua y depositadas una vez que el suelo se seca (salinización secundaria). Las mayores fuentes de salinización secundaria son sales agregadas con el agua de riego y mediante ascenso capilar de agua freática, especialmente si la capa freática se recarga por filtración. Las sales contenidas en el agua de lluvia son despreciables en comparación con el contenido de sales del agua de riego y del agua freática.

Los aniones predominantes en suelos salinos son  $\text{Cl}^-$  y  $\text{SO}_4^{2-}$ , algo de  $\text{HCO}_3^-$  a valores de *pH* entre 6 y 8 y  $\text{CO}_3^{2-}$  a valores de *pH* superiores a 8,5. Los cationes predominantes son  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  y  $\text{Mg}^{2+}$ .

El total de sólidos disueltos (*TSD*) puede determinarse a partir de la conductividad eléctrica (*CE*), ya que los valores de *CE* y *TSD* tienen una relación lineal (Richards, 1954):

$$TSD = 640 CE \quad (43)$$

donde *TSD* = total de sólidos disueltos (mg/l).

*CE* = conductividad eléctrica (dS/m).

La conductividad eléctrica del extracto de suelo se determina generalmente en una pasta de suelo saturado con agua hasta el límite líquido. Esta conductividad (*CE<sub>e</sub>*) es relativamente fácil de medir. En la mayor parte de los suelos la *CE* de la solución de suelo a capacidad de campo (*CE<sub>s</sub>*), algún tiempo después de lluvia o riego, es aproximadamente el doble que la *CE<sub>e</sub>*.

### Sodicidad del suelo

La cantidad relativa de iones  $\text{Na}^+$  adsorbidos comparada con el total de cationes que el suelo puede adsorber se denomina porcentaje de sodio intercambiable (*PSI*):

$$PSI (\%) = (Na^+_{ads} / CIC) \times 100 \quad (44)$$

donde  $Na^+_{ads}$  es la cantidad de iones  $Na^+$  adsorbidos (meq/100 g de suelo seco) y el  $PSI$  expresa la sodicidad y por tanto la tendencia del suelo a dispersarse.

Puede obtenerse información sobre las propiedades químicas del complejo de adsorción del suelo a partir de la solución de suelo, dado que existe un equilibrio entre los cationes adsorbidos y los disueltos. Por ello, otra medida de la sodicidad es la *relación de adsorción de sodio (RAS)*, deducida de la concentración de sodio, calcio y magnesio en la solución de suelo.

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad (45)$$

donde la concentración de cationes se expresa en meq/l.

La  $RAS$  puede determinarse más fácilmente que el  $PSI$ , que sin embargo puede calcularse fácilmente a partir de la  $RAS$  ya que ambos están relacionados (Richards, 1954):

$$PSI (\%) = \frac{100(-0,0126 + 0,01475RAS)}{1 + (-0,0126 + 0,01475RAS)} \quad (46)$$

Los valores de  $RAS$  y  $PSI$  son casi iguales en el rango 2-30, por lo que  $RAS = PSI$  constituye una aproximación práctica, pero fuera de ese intervalo debe usarse la ecuación (46).

Generalmente, valores altos de  $PSI$  o  $RAS$  indican condiciones físicas del suelo malas y un alto  $pH$ . Un método de campo sencillo es medir el  $pH$  con fenolftaleína como indicador, que se vuelve rosa ( $pH > 8,5$ ) si el suelo tiene probablemente un alto  $PSI$ .

Los problemas de dispersión son generalmente más acentuados cuando los valores de  $PSI$  o  $RAS$  son mayores. El material disperso puede ser transportado por agua freática y entrar en tuberías de drenaje. En general, en climas áridos estos problemas no se encuentran en suelos con valores de  $PSI$  por debajo del 15 por ciento. En la India, el contenido de arcilla de los suelos para los cuales no se necesitan envolturas alrededor de drenes se aumenta de un 30 a un 40 por ciento en suelos con  $RAS$  mayores de 13 (Personal del Proyecto Rajad, 1995).

Dado que la concentración de la solución de suelo influye en la dispersión, el  $PSI$  de un suelo no puede usarse como único indicador de estabilidad del suelo. Suelos que tienen un  $PSI$  mayor del 15 por ciento no se dispersarán mientras la concentración de sales en el suelo se mantenga alta. Cuando esta alta concentración de sales en la solución de suelo decrece, p. ej. debido al lavado causado por agua de lluvia o de riego, pueden aparecer problemas de dispersión (Smedema y Rycroft, 1983).

La propensión de los suelos a dispersarse también depende del tipo de mineral de arcilla (tipo de arcilla expansiva o no). Las arcillas expansivas son más susceptibles a problemas de dispersión que las arcillas que no se expanden. Pero los vertisoles (suelos arcillosos que se expanden y se cierran fuertemente) en Gezira, Sudán, y en otros lugares, son ejemplos de suelos que no presentan problemas de dispersión a pesar de los valores de  $PSI$  que varían entre 20 y 25 por ciento (Smedema y Rycroft, 1983).

En zonas húmedas, donde predomina el lavado por agua de lluvia, los problemas de estructura del suelo pueden aparecer a valores de  $PSI$  tan bajos como el 5 por ciento, mientras que en suelos lavados por agua de riego generalmente toleran un 10 por ciento de  $PSI$  (Cuadro 9).

## CALIDAD DEL AGUA

La composición química de un suelo depende en gran parte de la calidad del agua de riego, de la cantidad de lluvia y de la composición química del agua freática. Esta última

puede recargarse por agua de riego, lluvia o filtración causando el ascenso de la capa de agua en medida suficiente para influir sobre el suelo.

### Agua de riego

La estabilidad de la estructura del suelo en la capa arable y en la zona radicular depende a largo plazo de las sales agregadas con el agua de riego. A largo plazo, la  $CE$  y la  $RAS$  de la solución de suelo a capacidad de campo ( $CE_s$  y  $RAS_s$ ) dependen de la  $CE$  y de la  $RAS$  del agua ( $CE_{iw}$  y  $RAS_{iw}$ ) con la que se ha regado el suelo:

$$CE_s = n CE_{iw} \tag{47}$$

$$y \quad RAS_s = \sqrt{n} RAS_{iw} \tag{48}$$

donde  $n$  es el factor de concentración del agua de riego en el suelo, que depende de la fracción de lavado ( $FL$ ), que es la fracción del agua de riego drenada.

Para fracciones de lavado altas ( $FL \approx 0,3$ ) el valor de  $n$  es aproximadamente 2. Si la  $CE$  y la  $RAS$  están expresados en términos de pasta saturada  $CE_e \approx CE_{iw}$  y  $RAS_e \approx RAS_{iw}$  (FAO, 1985). Para fracciones de lavado medias ( $FL$  variando entre 0,15 y 0,20)  $CE \approx 1,5 CE_{iw}$  y  $RAS_e \approx 1,22 RAS_{iw}$ .

El efecto de la calidad del agua de riego sobre la estabilidad estructural de un suelo puede diagnosticarse en base a sus valores de  $CE_{iw}$  y  $RAS_{iw}$ . Ayers y Westcot prepararon directrices para evaluar el impacto de la composición química del agua de riego sobre la tasa de infiltración de agua en el suelo (FAO, 1985). Estas directrices, que se resumen en el Cuadro 9, pueden usarse para evaluar el efecto de la calidad del agua de riego sobre la estabilidad de un suelo en la capa arable y en la zona radicular.

El riego con agua de baja salinidad disminuirá la estabilidad de un suelo si la concentración de sales de la solución de suelo es substancial. El agua de lluvia diluye la solución de suelo y puede causar una dispersión mayor que la mayor parte de las aguas de riego.

### Agua freática

Frecuentemente, los problemas de salinidad y dispersión de arcillas en agricultura de regadío están asociados con una capa de agua incontrolada, uno o dos metros por debajo de la superficie del terreno. Si el agua freática está muy cercana a la superficie sube por capilaridad en períodos secos y saliniza la superficie del suelo; si además contiene sales, cierta masa de sales se va acumulando progresivamente en la zona radicular. La combinación de agua freática somera con sales aparece especialmente en lugares donde existe una filtración ascendente. Salvo que el exceso de agua freática sea evacuado por un sistema de drenaje adecuado, su nivel debe mantenerse por debajo de una profundidad crítica, por debajo de la cual la ascensión capilar puede ser despreciable: aproximadamente 1 m en arenas (a causa de la pequeña ascensión

CUADRO 9  
**Problemas con la tasa de infiltración de agua en el suelo relacionada con la  $RAS_{iw}$  y la  $CE_{iw}$  del agua de riego (según Ayers y Westcot FAO, 1985)**

$RAS_{iw}$	$CE_{iw}$ (dS/m)		
	Sin problemas	Problemas moderados	Problemas importantes
0 – 3	> 0,7	0,7 – 0,2	< 0,2
3 – 6	> 1,2	1,2 – 0,3	< 0,3
6 – 12	> 1,9	1,9 – 0,5	< 0,5
12 – 20	> 2,9	2,9 – 1,3	< 1,3
20 – 40	> 5,0	5,0 – 2,9	< 2,9

capilar), cerca de 2 m en la mayoría de suelos arcillosos (donde la velocidad de flujo es factor limitante) y 3 metros o más en suelos franco limosos (con alta ascensión capilar y suficiente velocidad de flujo).

Si un sistema de drenaje subterráneo controla una capa de agua freática, tanto la  $CE$  como la  $RAS$  del agua freática ( $CE_{gw}$  y  $RAS_{gw}$ ) pueden tener un profundo efecto en la estabilidad estructural del suelo a nivel de dren. Esto ocurre porque la  $CE$  y la  $RAS$  de la solución de suelo serán similares a la  $CE_{gw}$  y a la  $RAS_{gw}$  si el suelo a nivel de dren está permanentemente saturado. Sin embargo, la  $CE$  y la  $RAS$  de la solución de suelo pueden ser sustancialmente más altas si el suelo a nivel de dren no está saturado y se acumulan sales debido a ascensión capilar.

Por tanto, el control efectivo de la salinidad debe incluir no solamente drenaje adecuado para controlar y estabilizar la capa de agua e impedir la acumulación de sales en las capas someras del suelo, sino también un movimiento neto descendente de agua para impedir salinización por elevación capilar.

### CRITERIOS DE PREDICCIÓN

Los criterios de predicción definidos en los apartados anteriores se resumen a continuación. Estas reglas son meramente directrices o recomendaciones que no garantizan un 100 por cien de certeza.

- Si a la profundidad de un dren se pueden hacer sondeos de barrena utilizando solamente un filtro, porque sus paredes se desmoronan rápidamente, la instalación de una envoltura es vital para proteger futuros drenes de obstrucción mineral.
- En suelos arenosos sin cohesión deben recomendarse envolturas de dren en toda circunstancia.
- Es probable que drenes sin envoltura tengan problemas de obstrucción en cualquier suelo cuya distribución acumulativa del tamaño de partícula coincida completamente o en su mayor parte con el área sombreada de la Figura 42.
- En zonas templadas, por lo general no requieren envolturas tuberías de drenaje en suelos con un contenido de arcilla de al menos un 20-30 por ciento, siempre que no se instalen drenes en condiciones de humedad generalizada.
- Suelos con un índice de plasticidad de al menos 12 no tienen tendencia a sedimentarse.
- En áreas regadas, tuberías de drenaje instaladas en suelos con un contenido de arcilla superior al 40 por ciento no necesitan una envoltura, independientemente de la  $RAS$  de la solución de suelo.
- La necesidad de una envoltura en suelos con un contenido de arcilla comprendido entre el 20 y el 40 por ciento depende del  $PSI$ , que es aproximadamente igual a la  $RAS$  de la solución de suelo (o algo más alto). Esta  $RAS$  depende en gran parte de la calidad del agua de riego y a veces de la composición del agua freática (esta última en caso de elevación capilar dominante). Por lo general, no se necesita envoltura en todos los casos en los que la  $RAS_{iw}$  y la  $CE_{iw}$  parecen excluir problemas de estabilidad del suelo, según las directrices especificadas en el Cuadro 9. Se recomienda una envoltura en casos donde la  $RAS_{iw}$  y la  $CE_{iw}$  del agua de riego, del agua freática, o de ambas, causen verosímilmente problemas de estabilidad del suelo.
- Si hay un movimiento neto ascensional de agua freática salina habrá problemas de salinidad y dispersión de arcillas. Mantener un movimiento neto de agua descendente es la medida clave para evitar estos problemas en suelos con o sin sistemas de drenaje.

## Capítulo 7

# Directrices para instalar y mantener materiales de drenaje

### INSTALACIÓN DE MATERIALES DE DRENAJE SUBTERRÁNEO

#### Procedimientos de instalación

##### *Maquinaria de drenaje*

El éxito de un sistema de drenaje no sólo depende de su diseño y de las propiedades del suelo y de la envoltura sino también de la humedad del suelo durante la instalación, del relleno de zanja y de la calidad general de la obra.

La *instalación manual* de drenes y la *instalación con máquinas retroexcavadoras* son opciones válidas para pequeños proyectos de drenaje. Las retroexcavadoras hacen zanjas más anchas que las máquinas de drenaje generalmente usadas en grandes proyectos. También se usan en excavaciones anchas y profundas para grandes colectores. Las máquinas de drenaje hacen zanjas estrechas en las que se colocan los drenes (método con zanja) o colocan directamente el dren en el terreno (método sin zanja). Las *máquinas zanjadoras* son de ruedas o de cadena y son apropiadas para un amplio abanico de profundidades y anchuras de trabajo. Las *máquinas sin apertura de zanja* pueden tener o bien un rejón vertical o dos cuchillas en V. Sin embargo, el método de instalación sin zanja presenta algunas limitaciones prácticas respecto a tipos y tamaños de dren, uso de grava y profundidad de instalación. Por ello, el drenaje sin zanja no se ha difundido ampliamente en zonas bajo riego (Zijlstra, 1987).

La instalación de drenes manualmente o con excavadoras clásicas requiere una serie de operaciones sucesivas: excavación de la zanja, instalación de la tubería, aplicación del material envolvente y relleno de la zanja. Estas operaciones se hacen simultáneamente con máquinas zanjadoras. A veces, el relleno se hace con un tractor dotado de un arado aporcador, pero también puede hacerse con un apero anexo a la máquina de drenaje cuando retrocede para iniciar la excavación de una nueva zanja (Ochs y Bishay, 1992).

Las máquinas de drenaje actuales están equipadas con control de pendiente mediante láser, lo cual ha contribuido significativamente a la eficiencia y precisión de la instalación de drenes subterráneos. Sin embargo, la velocidad de excavación máxima debe ajustarse a la velocidad del sistema hidráulico que se usa para la regulación automática de profundidad, de lo contrario la precisión de la instalación será inadecuada. Aunque puede tolerarse cierta desviación de la pendiente diseñada no debería exceder el radio de la tubería. Desviaciones mayores generan burbujas de aire en lugares altos y sedimentación en bajos, obstruyendo el movimiento de agua en el dren. Similarmente, no pueden aceptarse tramos de dren en contrapendiente.

##### *Recubrimiento del dren*

Como el riesgo de sedimentación es mayor durante la instalación y el período inmediatamente subsiguiente, mientras que el relleno aún no se ha asentado y estabilizado, por lo general se cubren los drenes con una capa de suelo superficial friable para crear un entorno de suelo estable y altamente permeable y para mantener la alineación. Para ello, las máquinas zanjadoras están equipadas con un rascador en forma de ancla para aportar encima del dren una capa de suelo superficial o suelo

de otra capa adecuada de los lados de la zanja, cuyo espesor debe ser al menos de 100 a 250 mm, dependiendo del diámetro del dren. También puede usarse material envolvente granular, como grava, para obtener un entorno de dren altamente permeable y para impedir desplazamientos horizontales y verticales una vez instalada la tubería. Cualquier material envolvente a utilizar debe colocarse alrededor de la tubería antes que se proceda a su recubrimiento.

La cobertura inicial de un dren con suelo superficial no es recomendable cuando se usan envolturas orgánicas, porque suelo con materia orgánica e intensa actividad microbiológica aumenta el riesgo de descomposición microbiológica de estas envolturas. En estos casos debe usarse suelo de otra capa apropiada con poca materia orgánica. El relleno posterior de la zanja debe hacerse tan pronto como sea posible y como máximo al final de cada día si existe riesgo de entrada de agua superficial en la zanja.

### *Condiciones del suelo*

Como la cohesión del suelo depende esencialmente de su contenido de agua, la instalación de un sistema de drenaje debe hacerse preferentemente en condiciones de suelo no saturado, con la capa de agua por debajo de la profundidad de instalación y nunca en períodos de humedad generalizada. Además, el relleno debe asentarse antes de lluvias fuertes o de riego. Sin embargo, en algunos casos estas condiciones no son o no pueden ser cumplidas y si bien la instalación de drenes en condiciones húmedas no es recomendable, no siempre es posible operar en circunstancias ideales o favorables.

Cuando se drenan *suelos sin cohesión* en condiciones de saturación debe colocarse inmediatamente alrededor del dren una envoltura y el dren debe cubrirse con material de relleno antes que fluya arena líquida a la zanja. El desplome de la pared de la zanja, que ocurre a menudo en suelos sin o con poca cohesión, puede dañar, desplazar el dren o ambas cosas. En todo caso, el dren y la envoltura deben estar colocados antes de salir la caja de excavación. Posiblemente se pueda usar una caja más larga para proteger un mayor tramo de zanja. El dren debe cubrirse inmediatamente, ya que el relleno simultáneo e instantáneo ayuda a impedir desplomes de la pared de la zanja. Sin embargo, la zanja se puede derrumbar tan pronto como la caja de excavación haya pasado. Por tanto, debe colocarse un canal en el extremo de la caja de excavación para conducir el suelo desplomado a la parte superior del dren con objeto de evitar daños por caída de piedras y terrones.

Las máquinas zanjadoras deben mantenerse constantemente en movimiento en suelos sin cohesión, porque si no probablemente entre en la caja de excavación arena fluida y cause problemas de sedimentación, así como de alineamiento y pendiente de los drenes (Ochs y Bishay, 1992). Muchos problemas, encontrados con zanjadoras o con retroexcavadoras en suelos sin cohesión saturados, pueden evitarse mediante la instalación de drenes sin apertura de zanja.

El drenaje de *suelos bien estructurados* físicamente estables bajo humedad generalizada puede destruir la estructura del suelo durante la excavación y crear un relleno de zanja menos permeable (Stuyt, 1992a). Además, estas condiciones también promueven la obstrucción mineral de tubería y envoltura. En cualquier caso, el uso de una envoltura no puede compensar condiciones de suelo «adversamente afectadas». Debe hacerse todo lo posible para mantener la estructura de suelo existente y proteger el dren de derrumbes de suelo. Puede ajustarse la velocidad de avance de la máquina para reducir la destrucción de estructura del suelo. La observación del suelo excavado puede dar una indicación de la velocidad adecuada de la máquina, que debe moverse lo suficientemente rápida para mantener la estructura del suelo y no convertir el suelo excavado en lodo (Stuyt y Willardson, 1999).

El deterioro estructural de un suelo originalmente estable y bien estructurado puede evitarse con la instalación sin apertura de zanja. El funcionamiento de drenes instalados con esta técnica depende en gran parte de los cambios en la estructura del

suelo originados por el paso del rejón (Zijlstra, 1987). Esto depende del suelo, de las circunstancias (no húmedo) y de la profundidad (no mayor de aproximadamente 1,5 m). El drenaje de suelos arcillosos en condiciones húmedas resultará inevitablemente en sellado del área donde la máquina tiene contacto físico con el suelo y reducción de su conductividad hidráulica. Debe evitarse instalar drenes en suelos cohesivos en condiciones húmedas, independientemente de la máquina de drenaje disponible.

En suelo saturado, las condiciones de instalación de los drenes laterales de un sistema de drenaje compuesto pueden mejorar, si el tiempo transcurrido entre la instalación de colectores «permeables» y la instalación de laterales es suficientemente largo. Esto se debe a que gran parte del agua freática local tiene la oportunidad de drenar antes que sean instalados los laterales. En casos más complicados, donde la construcción de colectores es difícil a causa de la presencia de arenas movedizas, puede ser útil instalar un dren temporal a mayor profundidad, que es sin duda más barato que bombear en pozos.

### ***Relleno***

El relleno y terminación de zanjas deben asegurar un mínimo de subsidencia del terreno y excluir el riesgo de formación de cavidades en el suelo. Este fenómeno puede ocurrir como resultado de erosión interna del relleno de la zanja causada por agua que fluye de la superficie del suelo directamente a los drenes a través del material suelto de relleno (Van Zeijts y Zijlstra, 1990). Esto es fundamental en regadíos, donde el agua de riego puede fluir libremente a través de la zanja o de las fisuras hechas por el rejón hacia la tubería de drenaje, lo que reduciría considerablemente la eficiencia de riego. Además, la formación de oquedades en el suelo puede originar que material del mismo sea transportado por el flujo de agua hacia el dren, creando hoyos en la superficie del terreno, obstrucción mineral de drenes y envolturas si las hubiera o ambas cosas. Por tanto, es esencial el relleno adecuado de la zanja o de las fisuras de rejón. Es más fácil rellenar y compactar fisuras de cuchillas en V que zanjas. Las fisuras creadas por rejones verticales causan la mayor parte de los problemas (Van Zeijts y Naarding, 1990).

Drenes recién instalados no deben someterse a grandes cargas ni a encharcamientos importantes hasta que se haya consolidado el suelo en la zanja. El material suelto de relleno se asentará naturalmente con el tiempo. Como el relleno se hace por lo general con un tractor equipado con un apero aporcador, pasar una rueda del tractor sobre la zanja rellena, colmar ésta nuevamente y volverla a pasar otra vez acelerará el proceso, pero debe tenerse cuidado de evitar romper la tubería. Este procedimiento asegura que sólo la parte superior del relleno de la zanja se compacta y que la parte más profunda del relleno mantiene buena permeabilidad y una resistencia de entrada pequeña. En el caso de instalación de drenes sin apertura de zanja con un rejón vertical, es igualmente importante la compactación de la parte superior del suelo alterado. Un procedimiento común es hacer pasar una cadena de la máquina de drenaje sobre la línea de dren, cuando la máquina retrocede hacia la salida de un dren para iniciar la instalación del siguiente lateral. Siguiendo este procedimiento en suelo seco, el grado de compactación puede ser insuficiente. Sin embargo, la aplicación de agua de riego a material sin consolidar en zanjas para asentar el relleno es una práctica que debe hacerse con mucha precaución.

Si va a regarse una parcela por inundación antes de que se consolide el relleno de la zanja, debe evitarse la entrada directa de agua superficial incontrolada en la zanja, levantando temporalmente caballones a ambos lados de la zanja (Stuyt y Willardson, 1999).

### **Directrices para tuberías de drenaje**

Las máquinas zanjadoras pueden instalar tubos de cerámica, hormigón o plástico. Los *tubos de cerámica y hormigón* se colocan manualmente en un canal que los baja por la caja que protege la zanja donde automáticamente se colocan en posición correcta sobre la solera de la zanja. Los tubos deben instalarse en la zanja de modo que se obtenga una

unión perfecta entre drenes. En el caso de drenes de tamaños grandes, un operario de pie o sentado sobre la caja controla su correcta colocación. La separación máxima entre drenes no debe superar 3 mm, excepto en suelos arenosos o suelos con una capa arenosa a la profundidad del dren donde no debe ser mayor de  $2d_{85}$ . No son recomendables tubos de cerámica y hormigón sin grava o sin envolturas sintéticas adecuadas en suelos con arena fina suelta (CPVQ, 1989).

Los *drenes de plástico* normalmente se descargan mediante una tubería conductora montada justamente detrás de la máquina (zanjadora de ruedas) o sobre su mecanismo excavador (zanjadora de cadena). Se fabrican máquinas de rejón para instalar solamente drenes corrugados de diámetros no demasiado grandes, que no deben colocarse con un radio de curvatura menor a cinco veces el diámetro de la tubería, especialmente si ésta dispone de envoltura.

La calidad de las tuberías de drenaje es de primordial importancia para su instalación mecánica. No deben usarse tuberías de drenaje con fisuras, grietas u otros defectos visibles, ni tuberías malformadas o material envolvente desgarrado que no aseguren una buena instalación y funcionamiento. Además, todos los drenes y colectores deben cerrarse en el extremo superior para evitar la entrada de suelo (véase Capítulo 2, Apartado *Taponos terminales*). Pueden ocurrir fallos durante la instalación de drenes corrugados debido a tuberías aplastadas o rotas, tramos de tubería retorcidos, uniones separadas y tuberías desconectadas (Van Zeijts y Zijlstra, 1990). En estos casos, se impide el desagüe y se producen estancamientos, aunque el agua puede buscar finalmente su camino a través del suelo hacia un tramo del dren situado aguas abajo que funcione bien y hacia drenes vecinos. Sin embargo, aguas arriba del bloqueo puede haber agua encima del dren ocasionando una capa freática más alta.

Por lo general se transportan rollos de tuberías de diámetro pequeño en un carrete tanto en máquinas zanjadoras como de rejón y se desenrollan a medida que la instalación procede, pero las de mayor diámetro se colocan generalmente de antemano sobre la parcela y después se conducen a través de la máquina zanjadora.

Si las tuberías se estiran excesivamente pueden romperse o soltarse conexiones. Durante el desenrollado de la tubería la rotura puede pasar fácilmente desapercibida, pero la falta de un tramo de dren causará humedad en la zona afectada. Por ello, las máquinas de rejón deben dotarse de guías para facilitar la entrada suave de tubería en el tubo alimentador. El uso de una envoltura de grava puede acarrear una elongación indeseable de una tubería de drenaje si la grava no fluye suavemente hacia abajo por el tubo de suministro.

Cuando se limpian drenes de PVC corrugado inyectando agua (Apartado *Mantenimiento de tuberías de drenaje*) se observa a veces que los drenes no fueron colocados en línea recta sino ligeramente desviados. Este fenómeno se atribuye a la tensión en el material de la tubería generada en el desenrollado durante la instalación (Van Zeijts, 1987) y puede favorecer la aparición de bolsas de aire perjudiciales dentro del dren.

No deben instalarse tuberías de PVC a temperaturas por debajo de 3°C dada su fragilidad a bajas temperaturas. También deben evitarse temperaturas de almacenamiento que excedan de 40°C para tuberías de PE y de 80°C para las de PVC, así como su instalación por encima de 40°C, con objeto de impedir deformaciones de la tubería como resultado de la tensión longitudinal y de la carga. La exposición a los rayos ultravioletas de radiación solar también afecta la resistencia de tuberías de plástico corrugado (Desmond y Schwab, 1986; Dierickx, 1998a). Por ello, las tuberías almacenadas deben protegerse de la exposición a la luz solar directa si no se instalan en el plazo de una semana (climas tropicales) o de un mes (climas templados) después de la entrega (véase Capítulo 2, Apartado *Tuberías de drenaje de plástico*).

### Directrices para envolturas

La envoltura debe rodear completamente la tubería de drenaje independientemente del material envolvente y del método de instalación que se usen, excepto cuando un dren se coloca sobre una capa impermeable. Una envoltura colocada meramente encima del dren no es suficiente, ya que también ocurre obstrucción mineral desde abajo si entra agua en el dren por todas partes. Las envolturas voluminosas pueden extenderse a mano en la solera de la zanja antes de la colocación de la tubería, pero solamente es posible hacerlo en suelos estables donde las paredes de zanja no se derrumban. Si se colocan a mano drenes y una capa de envoltura voluminosa debe envolver el dren, lo primero es colocar la envoltura sobre la solera de la zanja y nivelarla. A continuación, se instala el dren y se cubre con más envoltura voluminosa hasta la altura necesaria. Esto también es válido para la instalación mecánica de drenes con envoltura voluminosa. Las envolturas en tiras se entregan en rollos y deben colocarse por debajo y por encima del dren. El material colocado en la solera no tiene por qué ser el mismo que el colocado encima. Sin embargo, son preferibles drenes forrados previamente dado que protegen los drenes por todos lados y ofrecen una mayor seguridad que envolturas voluminosas o de tiras. No obstante, solamente funcionarán bien unas buenas envolturas fiables si se instalan correctamente en condiciones atmosféricas y con características físicas del suelo ambas favorables. La presencia de lodo en la solera de una zanja causará el fracaso inmediato y total del material envolvente y por tanto del dren.

El uso generalizado de envolturas de *grava* ha disminuido constantemente a pesar de todos los esfuerzos para mecanizar y perfeccionar su instalación, p. ej. introduciendo una tolva para grava al final de la caja de excavación. Esta tolva reduce la tensión de la tubería pero los problemas de alimentación de grava no están todavía completamente resueltos (Vlotman *et al.*, 2000). Teóricamente, también es posible usar grava con rejón vertical y con cuchillas en V, pero el riesgo de bloqueo de la grava en el tubo de abastecimiento de las máquinas hace que la técnica sin zanja sea menos adecuada para la colocación de grava, que es sin duda una operación difícil que lleva considerable mano de obra. La experiencia práctica muestra deficiencias que causan intrusión de suelo y sedimentación en la tubería. Los mayores problemas son (Dierickx, 1993):

- Segregación durante el transporte e instalación.
- Problemas de circulación en el tubo de abastecimiento.
- Distribución desigual alrededor de la tubería de drenaje.
- Incorporación accidental de suelo en la base del montón de grava.

También puede usarse *arena* gruesa bien cernida como envoltura de un dren, pero su resistencia al corte, especialmente si no está completamente seca, dificulta la instalación mecánica aún incluso más que la grava.

Pueden instalarse adecuadamente *envolturas orgánicas y sintéticas* revistiendo tuberías de drenaje corrugadas tanto con zanjadoras como con máquinas que no abren zanja. Sin embargo, pueden dañarse durante el transporte o por una rápida instalación mecánica, sobre todo cuando se usan materiales de inferior calidad o cuando la tubería no está cuidadosamente forrada. Las envolturas revestidas previamente cubren toda la circunferencia del dren, para evitar puntos localizados de entrada de partículas de suelo. Además, no deben dañarse durante el manejo e instalación. Por tanto, la capa de material suelto antes del revestido debe tener suficiente grosor y uniformidad como sea posible para evitar espacios abiertos.

Los *geotextiles* que se usan para recubrir tuberías de drenaje por lo general se suministran en rollos. Las láminas deben ser lo suficientemente anchas para facilitar un solapamiento adecuado, de modo que las tuberías queden completamente cubiertas sin uniones abiertas. Si se cosen los bordes longitudinales de una lámina de geotextil, ésta debe ser lo suficientemente ancha como para facilitar esta operación. Si una funda de geotextil se coloca manualmente sobre un dren colocado sobre la parcela, tanto el geotextil como la costura, si existe, deben ser lo suficientemente fuertes para resistir

este manejo sin daños. Los geotextiles por lo general tienen una resistencia mecánica suficiente para resistir cargas mecánicas durante la instalación.

La instalación mecánica requiere materiales de drenaje adecuados para asegurar una instalación precisa y un funcionamiento adecuado del drenaje. Por tanto, se necesitan materiales de alta calidad cuyas propiedades deben verificarse antes de su instalación de acuerdo con especificaciones estándar bien definidas. Por ello, son de gran importancia normas de calidad de tuberías de drenaje y envolturas de dren (Capítulo 9). Ni PLM ni geotextiles revestidos previamente presentan problemas particulares durante su instalación, ya sea con zanjadoras o con máquinas que no abren zanja. Su peso ligero los hace adecuados en suelos blandos donde el uso de grava crea problemas a causa de su peso.

## MANTENIMIENTO DE TUBERÍAS DE DRENAJE

### Limpieza con agua a presión

Mantener es obvio si hay serias obstrucciones y si se hace regularmente puede prolongar la vida útil del sistema y mejorar su funcionamiento. En caso de pequeñas obstrucciones en tuberías (como las de ocre fresco) puede ser suficiente un *desatascado en seco* mediante una serie de varillas acopladas, con un rascador en el extremo, que se introducen en un dren y después se sacan. Los materiales desprendidos son arrastrados si esta operación se realiza durante un período de desagüe considerable. En caso de obstrucciones más serias debe usarse *agua a presión*, que es una técnica utilizada para eliminar, mediante impacto de chorros de agua, obstrucciones y precipitados (p. ej. partículas de suelo y depósitos microbiológicos, incluyendo ocre de hierro) de tuberías de drenaje. En particular, las funciones de limpiar con agua a presión son:

- Deshacer taponos dentro de la tubería de drenaje.
- Eliminar depósitos de la pared interna de un dren.
- Limpiar perforaciones obstruidas.
- Remover pequeñas raíces sueltas de cultivos y malezas.
- Aportar suficiente agua para transportar hacia la salida de dren los elementos sueltos, incluyendo partículas de arena y arcilla.

Idealmente, el agua que fluye de un dren evacua la mayor parte de los agentes obstrutores. Pueden desplazarse partículas mayores de aproximadamente 75  $\mu\text{m}$ , pero generalmente son demasiado pesadas para salir del dren (Busser y Scholten, 1979). No está claro en qué medida pueden limpiarse eficientemente perforaciones de tubería sin dañarse, pero se asume que la limpieza con agua tiene un efecto mínimo sobre envolturas obstruidas.

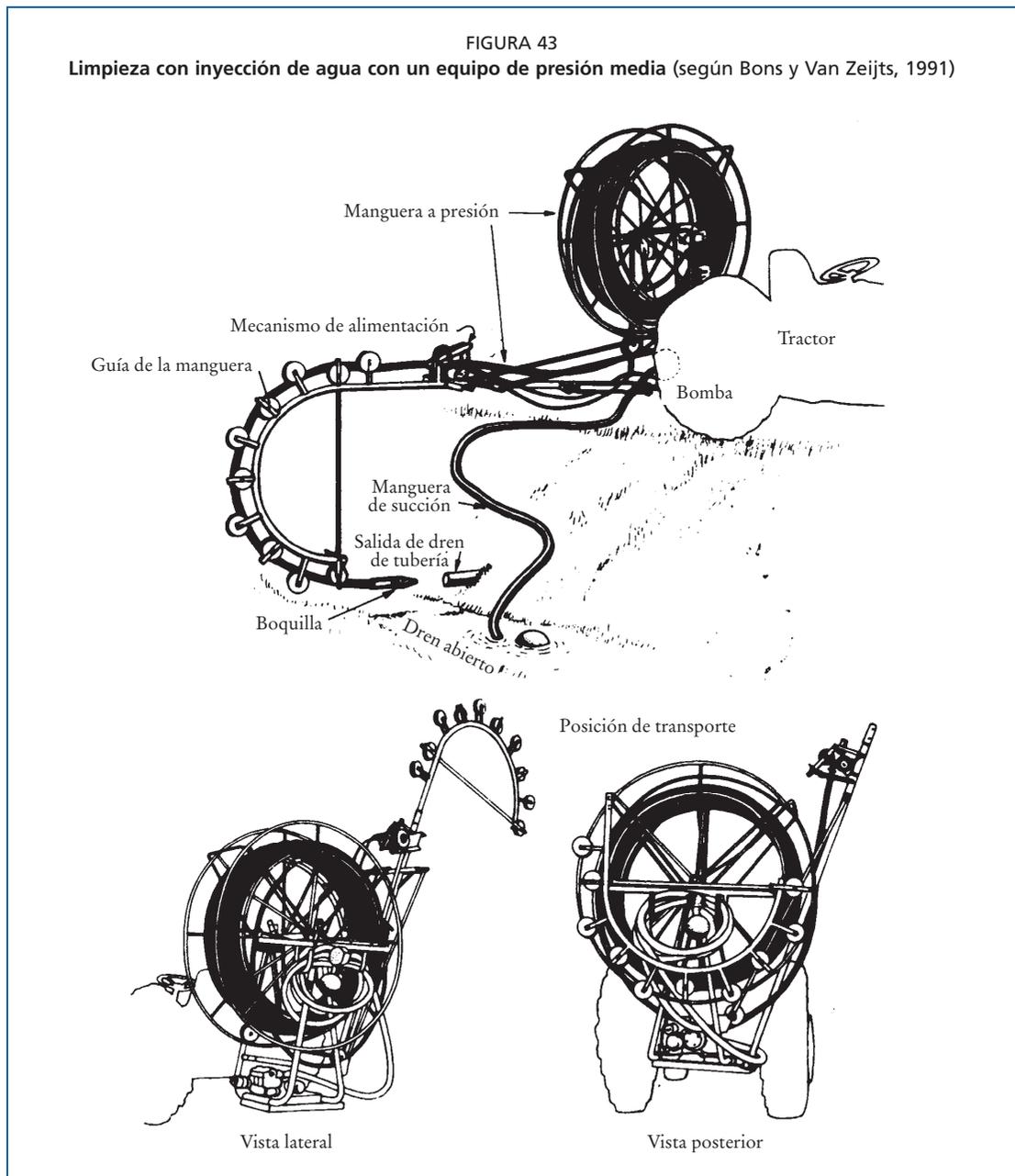
Un equipo típico de inyección, que opera desde la toma de fuerza de un tractor agrícola, consiste de una bomba, una entrada de succión para la bomba y un carrete con una manguera de presión de 200-400 m de largo dotada con una boquilla, como se muestra en la Figura 43. La boquilla se introduce en un dren de tubería en su extremo de aguas abajo y la manguera a presión se dirige a la salida del dren con la ayuda de una guía ajustable. El acceso a las salidas de drenes laterales es sencillo si éstos desaguan en colectores abiertos. Al contrario de estos sistemas de drenaje singulares, comunes en zonas templadas húmedas, los sistemas de drenaje en países semiáridos a menudo tienen un trazado compuesto, con laterales que desaguan en colectores de tubería en vez de en colectores abiertos. Si las uniones entre laterales y colectores están situadas en pozos de registro, éstos pueden usarse para recibir una manguera, siempre que el diámetro del pozo sea al menos de 0,3 m. En algunos países, como Egipto, los laterales son accesibles en su extremo de aguas arriba (Figura 14).

La inyección requiere como media 1-2  $\text{m}^3$  de agua por cada 100 m de dren. El agua puede bombearse desde una zanja de drenaje, un canal de riego o suministrarse desde un aljibe. El agua salina crea un ambiente duro y corrosivo para las máquinas de inyección de agua. Si fuera necesario usar agua salina la máquina debe ser de piezas de

alta calidad resistentes a sales, pero el uso de agua salada debe evitarse porque perjudica la estructura del suelo alrededor del dren y es dañina para la máquina.

La boquilla debe introducirse en la tubería tan rápido como sea posible durante el proceso de inyección. La pulsación de la bomba de pistón favorece el movimiento de avance de la boquilla. Una vez que ésta ha llegado al extremo aguas arriba del dren, la manguera se retira bobinándola a un ritmo constante de aproximadamente 0,3 m/s mientras continúa el bombeo (Van Zeijts y Bons, 1993). La acción limpiadora depende de la fuerza de inyección, del ángulo de ataque de los chorros de agua, de la duración del trabajo, de la temperatura del agua y del uso de sustancias químicas (Heeres *et al.*, 1985). La fuerza limpiadora es proporcional al caudal multiplicado por la raíz cuadrada de la presión del agua en la boquilla (Lechler, 1980). Restricciones ambientales así como el coste generalmente impiden el uso de compuestos químicos con la inyección de agua a presión.

FIGURA 43  
Limpieza con inyección de agua con un equipo de presión media (según Bons y Van Zeijts, 1991)



Se debe encontrar un equilibrio, preferiblemente en el lugar de trabajo, entre la presión y la velocidad del agua que sale de la boquilla. La relación óptima es probable que dependa del diámetro interno de los drenes, sin embargo, no existen datos que apoyen esta suposición. En muchos equipos comerciales de inyección de agua puede ajustarse la relación entre caudal y presión: los caudales se ajustan cambiando la velocidad de bombeo y la presión del agua seleccionando una boquilla apropiada (número, tamaño y orientación de orificios).

La inyección de agua aumentará temporalmente la presión del agua en una tubería de drenaje y también en el suelo circundante, afectando posiblemente la estabilidad del suelo alrededor del dren. El aumento de la presión del agua causa una reducción de las fuerzas cohesivas entre partículas de suelo, que puede llevar a condiciones de inestabilidad instantáneas y de riesgo, especialmente en suelos escasamente cohesivos. Una vez que ha pasado la boquilla, el material de suelo disperso puede fluir dentro de la tubería y además la conductividad hidráulica del suelo puede afectarse adversamente. Independientemente del caudal de la boquilla, las sustancias removidas se evacuan más fácilmente desde drenes de diámetro pequeño que de grande, debido a las mayores velocidades del agua en las tuberías de menor diámetro.

Se fabrican tres categorías de equipos de inyección en lo que se refiere a la presión del agua:

- Equipo de alta presión : > 100 bar en la bomba.
- Equipo de presión media : 20-35 bar en la bomba.
- Equipo de baja presión : < 20 bar en la bomba.

Los equipos de alta presión no son recomendables porque la experiencia empírica ha puesto en evidencia que este tipo de máquina desestabiliza el suelo alrededor del dren y destruye su estructura.

La presión de agua en la boquilla es aproximadamente el 50 por ciento de la presión en la bomba. En el Cuadro 10 se presentan datos hidráulicos de boquilla, presión en bomba y caudales, proporcionados por un fabricante de equipo de inyección comercial para una manguera flexible de un diámetro interno de 20 mm y una longitud de 300 m (Bons y Van Zeijts, 1991). La línea destacada presenta las cifras recomendadas (presiones y caudales).

El caudal máximo de agua que puede emplearse depende de la sección transversal del dren. Se ha encontrado empíricamente que un caudal de aproximadamente 70 l/min es satisfactorio para diámetros de tubería de 50 a 70 mm. Estos caudales se obtienen ciertamente con equipos de presión media que son muy populares. Mayores caudales pueden forzar el paso de demasiada agua a través de las perforaciones de tubería, lo cual es peligroso para la envoltura y para la estructura del suelo circundante.

CUADRO 10

**Relación entre presión en bomba, presión en boquilla y caudal, para una manguera flexible de 20 mm de diámetro interno y 300 m de longitud (según Bons y Van Zeijts, 1991)**

Presión en bomba (bar)	Boquilla con orificios de 2 mm		Boquilla con orificios de 1,5 mm	
	Presión en boquilla (bar)	Caudal (l/min)	Presión en boquilla (bar)	Caudal (l/min)
20	3,2	47	6,0	50
25	4,5	65	8,5	56
30	5,5	70	10,0	61
35	6,7	76	12,5	67
40	8,0	82	14,5	71
45	9,5	87	16,5	76
50	10,0	90	18,5	80

Los efectos coste/beneficio de mantener regularmente drenes por medio de inyección de agua son difíciles de cuantificar, pero algunas cifras pueden ser informativas. En los Países Bajos, el coste de limpieza con inyección de agua a presión media se estima en aproximadamente 0,15 \$ EE.UU. por m de dren, que equivale al 12 por ciento del coste de instalación de 1,25 \$ por m. Con una longitud típica de drenes de 800 m por hectárea y una frecuencia de limpieza de una vez cada tres años, el coste anual es de 40 \$ por hectárea. La media anual del rendimiento bruto de tierras arables es aproximadamente de 2500 \$ por hectárea. Por tanto, el coste de mantenimiento calculado es menos del 2 por ciento del rendimiento bruto anual.

### Experiencia empírica con agua a presión en el noroeste de Europa

El desatascado con varilla y la inyección de agua en drenes son útiles para eliminar sustancias ocráceas pero generalmente no eliminan raíces de los drenes, con la excepción de las muy finas y sueltas (de cultivos y algunas malezas). Antes de inyectar agua deben observarse algunos drenes internamente, p. ej. con una videocámara en miniatura, para comprobar el tipo de obstrucción y para evaluar la eficiencia de inyección. Puede ser útil inyectar preventivamente agua en caso de sustancias ocráceas, para impedir la obturación total de las perforaciones de tubería. Cuando precipita el ocre es una sustancia blanda pero con el tiempo llega a ser densa y pegajosa y difícil de remover (Cestre y Houot, 1984). Generalmente, la inyección no puede reabrir perforaciones de tubería obstruidas con sustancias ocráceas incrustadas. Por ello, los depósitos de ocre deben eliminarse antes que se sequen, mediante limpieza frecuente con inyección a presión media (Von Scheffer, 1982). En base a la experiencia recientemente adquirida en los Países Bajos, esta recomendación se ha atenuado algo actualmente, en el sentido de que la limpieza por inyección se recomienda solamente si los depósitos de ocre impiden claramente el funcionamiento adecuado de un dren. Esta recomendación también es válida para otros tipos de depósitos microbiológicos dentro de drenes.

Las siguientes condiciones pueden favorecer el riesgo de sedimentación en un dren cuando se inyecta agua:

- El uso de equipos de alta presión.
- La inyección de agua inmediatamente después de la instalación de drenes (cuando el suelo todavía no se ha asentado ni estabilizado).
- Tuberías dañadas, envolturas descompuestas o ambas cosas.
- Suelos no cohesivos o poco cohesivos.
- Movimiento lento o bloqueo (temporal) de la boquilla.

En los Países Bajos, alrededor de 600 000 hectáreas de tierras agrícolas tienen sistemas de drenaje subterráneo, pero no hay datos precisos sobre el área limpiada periódicamente. En 1998, el número de equipos de inyección en operación se estimó en varios miles, lo que significa que un área considerable se mantenía regularmente. El equipo de media presión (35 bar en la bomba y de 10 a 15 bar en la boquilla, resaltado en el Cuadro 10) es con mucho el más usado.

Hace tiempo se reseñó que la limpieza con agua a presión en un área piloto había tenido un efecto favorable en el funcionamiento de drenes, que tenían riesgo de una excesiva obstrucción bioquímica debida a intensa filtración ascendente de agua subterránea ferrosa (Ven, 1986). A medida que los drenes fueron inyectados periódicamente, el sistema de drenaje cumplió los criterios de diseño en términos de descenso del nivel freático y de caudal, pero las parcelas se anegaron cuando se suspendió la limpieza. Van Hoorn y Bouma (1981) investigaron el efecto de la inyección de agua en drenes instalados en suelos arcillosos que habían estado sumergidos regularmente y obstruidos por partículas minerales y sustancias bioquímicas, siendo este efecto bastante favorable. Sin embargo, en otra área piloto en los Países Bajos con condiciones similares, Huinink (1991) comprobó que el funcionamiento de los drenes no pudo restablecerse, a pesar de llevarse a cabo un proyecto de inyección exhaustivo.

Experiencias en el noroeste de Europa con equipos de alta presión han sido desfavorables y con equipos de presión intermedia ocasionalmente ocurre una sedimentación substancial en tuberías (Brinkhorst *et al.*, 1983). La experiencia práctica de agricultores y contratistas indicaba que la inyección con altas presiones favorecía la sedimentación y que la limpieza siguiente tenía que hacerse antes que cuando se usaba presión media o baja. Por ello, alrededor de 1980 progresivamente se abandonó el uso de equipos de alta presión.

En la década de 1990, la frecuencia de limpieza con inyección de agua recomendada a los agricultores variaba de uno a cinco años. En esta década, los agricultores tuvieron gradualmente menos confianza en inyectar agua a drenes. Un intenso seguimiento del funcionamiento de drenes en varias áreas piloto reveló que los efectos beneficiosos supuestos no eran tan obvios como se había creído durante largo tiempo (Huinink, 1991) y si se identificaba alguna mejora en el funcionamiento de drenes por lo general duraba poco. Este hecho ha inducido algún rechazo a la limpieza preventiva de drenes con inyección de agua.

Hoy en día los expertos de drenaje aconsejan a los agricultores no inyectar agua como una forma de mantenimiento preventivo, salvo cuando haya un riesgo substancial de obstrucción con ocre. Por otro lado, la limpieza con agua es útil si el funcionamiento de los drenes se ha deteriorado considerablemente, según observaciones de los agricultores. Sin embargo, drenes previamente revestidos con envolturas adecuadas y de larga duración no necesitan prácticamente mantenimiento (Dierickx, 1993). Una observación similar fue hecha en Estados Unidos de América 20 años antes (Winger, 1973).

A causa de estos hechos, el número de fabricantes holandeses de equipos de alta y media presión se redujo de seis en 1991 a dos en 1998, pero en varias localidades se fabrica equipo relativamente simple de baja presión.

### **Directrices para inyectar agua**

En resumen, en Alemania, Dinamarca y Países Bajos se desarrollaron empíricamente las siguientes directrices para inyectar agua en varios tipos de tuberías de drenaje con diámetros de 40 a 90 mm:

1. Preferiblemente, la inyección de agua debe hacerse cuando la capa freática está en o por encima del nivel de dren, porque el sedimento húmedo es más fácil de remover y porque el suelo húmedo limitará la entrada indeseable del agua inyectada en envolturas y suelos.
2. Se han obtenido resultados satisfactorios con las siguientes normas y especificaciones de maquinaria:
  - Una bomba de presión media (35 bar en la bomba y de 12 a 15 bar en la boquilla).
  - Una boquilla estándar con un agujero hacia adelante y 12 hacia atrás.
  - Un caudal de 50 a 70 l/min.
  - Una velocidad de avance (penetración) de 0,5 m/s.
  - Una velocidad de retroceso de 0,3 m/s.
3. Cuando se obstruye el movimiento de la boquilla, la bomba deberá pararse inmediatamente para impedir daños físicos localizados del dren, envoltura y estructura del suelo.
4. Drenes abandonados que contienen arcilla endurecida y depósitos de limo deben inyectarse con una boquilla especial con menos orificios pero de diámetro mayor (p. ej. uno hacia adelante y cuatro hacia atrás). El alto impacto del agua inyectada abrirá grietas en los sedimentos rompiéndolos en trozos y facilitando su remoción.
5. Los sedimentos de arenas finas deben ser eliminados con una boquilla con menor ángulo de inyección, p. ej. 30°. La arena húmeda puede desprenderse relativamente con facilidad, pero es más difícil de sacar de la tubería que depósitos de partículas más finas como limos y arcillas. Para mantener en movimiento la arena se necesitan grandes cantidades de agua.
6. Drenes muy obstruidos deben limpiarse por etapas con un intervalo de varias semanas. Estos intervalos son necesarios para permitir que el suelo alrededor de los drenes se estabilice tras la inyección.
7. Si el grado de obstrucción mineral de drenes es tan alto que se considere la instalación de nuevos drenes, es posible hacer un último intento drástico para restaurarlos. En estos casos, el dren debe inyectarse insertando y retirando la boquilla repetidamente, avanzando cada vez unos pocos metros mientras se considera el uso de altas presiones. A fin de evitar el riesgo de desestabilizar el suelo circundante, la velocidad de inserción de la boquilla en el dren deberá ser máxima con un caudal bajo, mientras que la velocidad de retroceso y la intensidad de bombeo deberán ser tales que la arena se mantenga delante del chorro de agua. Es fundamental establecer y mantener una velocidad substancial del agua en el dren.