

A = Área a drenar (m^2).

K = Coeficiente de escorrentía.

Para taludes, la Geotechnical Engineering Office (1984) recomienda utilizar un $K = 1.0$, el cual representa una sobreestimación de la escorrentía pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un plano con líneas de nivel, definiendo los bordes topográficos de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de colección. El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464 \left[\frac{L}{H^{0.2} A^{0.1}} \right]$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min.)

A = Área de drenaje (m^2).

H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.

L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

Especial atención debe darse a las corrientes que han sido canalizadas o modificadas y por lo tanto se ha disminuido el tiempo de concentración.

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo ocurre cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

Para el diseño de obras en taludes, se recomienda diseñar con base en un periodo de retorno de 200 años, de acuerdo a las recomendaciones del Geotechnical Engineering office, de Hong Kong.

Es muy importante para el correcto diseño de las obras de drenaje superficial, que se realice un estudio muy completo de la información hidrológica existente para determinar lo más exactamente posible el aguacero máximo esperado. La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial en taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes.

Canales o zanjas de corona

Zanjas de corona

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe (Figura 13.1).

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del

agua captada. Sin embargo se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

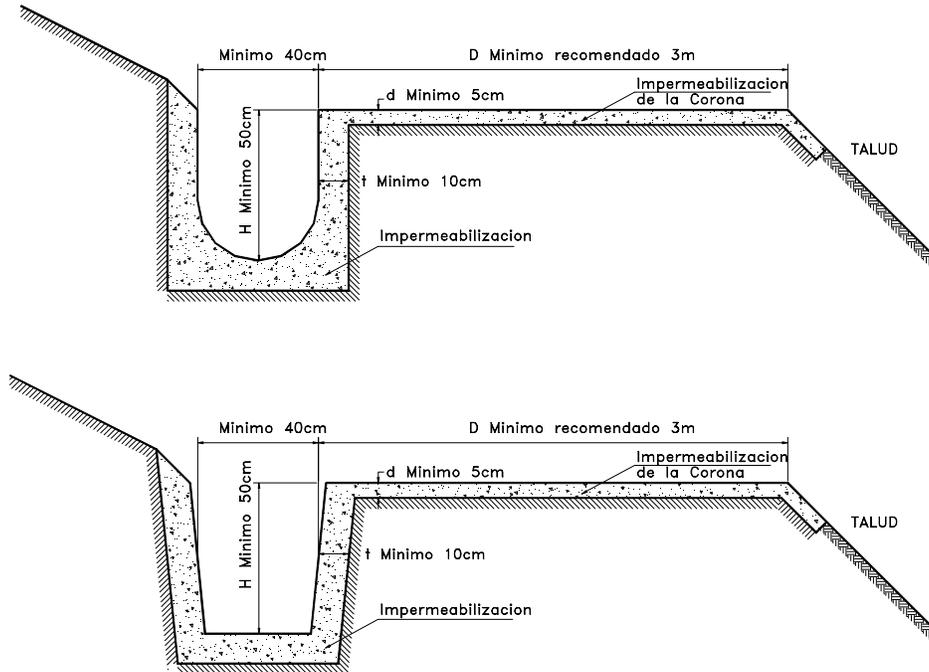


Figura 13.1 Detalle de zanjas de coronación para el control de aguas superficiales en un talud.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 40 centímetros, de ancho y 50 centímetros de profundidad. Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona.

Canales colectores en espina de pescado

Para disminuir la infiltración de agua en las áreas arriba del talud se acostumbra construir canales colectores en espina de pescado, las cuales conducen las aguas colectadas, por la vía más directa hacia afuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a canales en gradería (Figura 13.2). Estos canales deben impermeabilizarse adecuadamente para evitar la reinfiltración de las aguas.

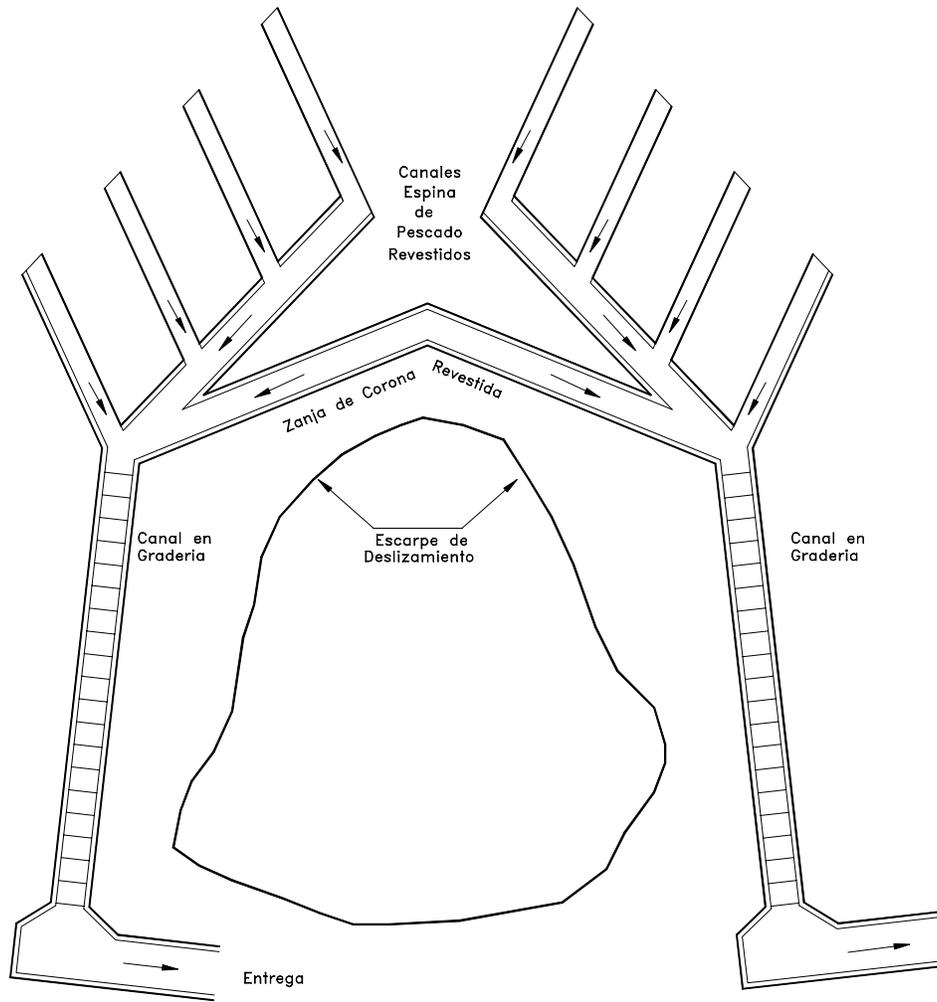


Figura 13.2 Esquema en planta de canales colectores espina de pescado

Canales interceptores a mitad de talud

En suelos susceptibles a la erosión se recomienda construir canales de drenaje transversales a mitad de talud. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud (Figura 13.3). Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía. Los canales a mitad de talud deben tener una pendiente tal que impida la sedimentación de materiales. Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse produzcan cárcavas de erosión localizadas.

Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobrancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

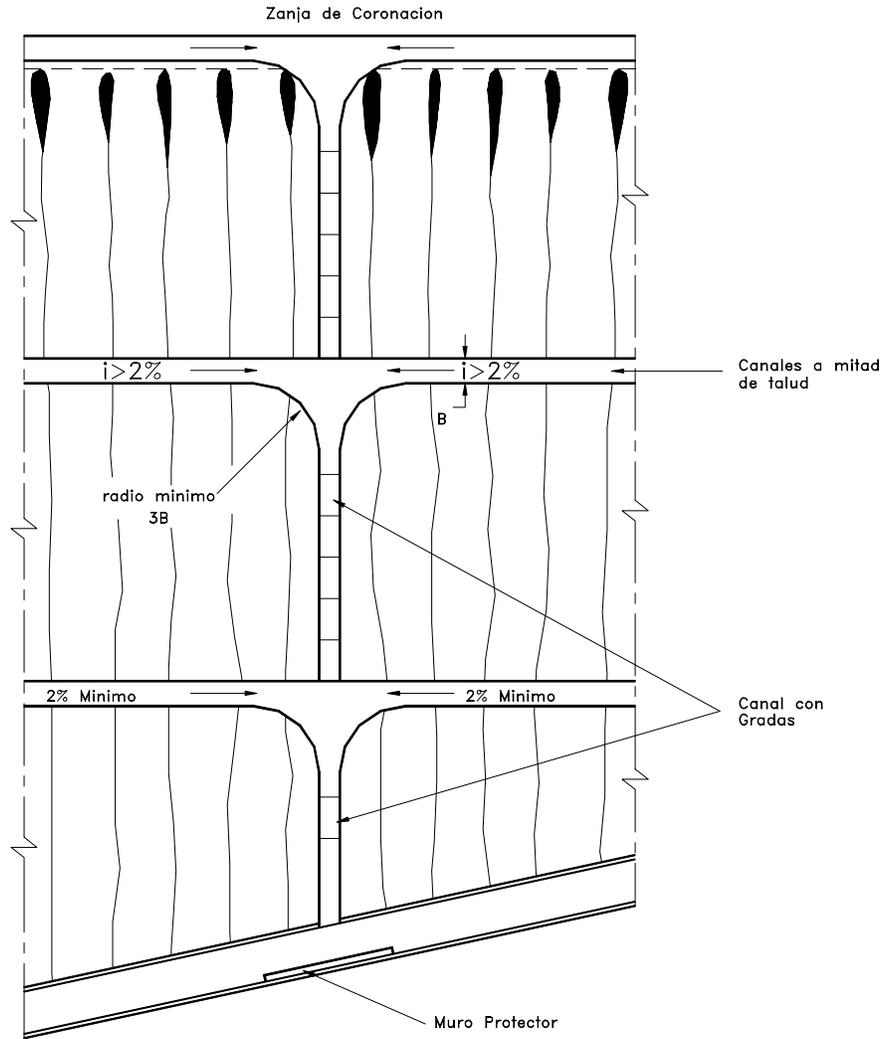


Figura 13.3 Esquema de entrega de canales interceptores a mitad de talud.

Diseño de Zanjas de corona o Canales de drenaje

El gradiente mínimo de los canales es determinado por la velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/segundo para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años.

El dimensionamiento del canal puede hacerse por medio de tablas, como las indicadas en la figura 13.4, o utilizando la fórmula de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg. y una rugosidad de 0.013. La pendiente mínima permitida es del 2% para impedir la sedimentación.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta} [R^{0.67} S^{0.5}]$$

Donde

V = Velocidad en m/seg.

η = Factor de rugosidad

R = Profundidad hidráulica media = $\frac{A}{p}$ en metros

S = Pendiente promedio del canal

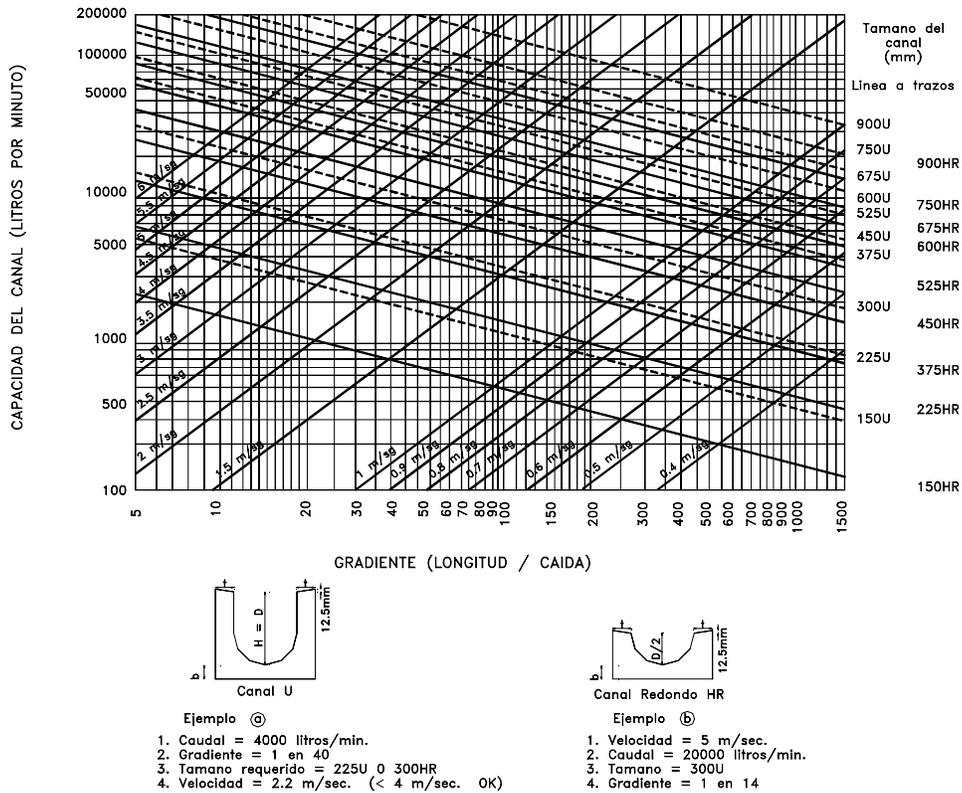


Figura 13.4 Abaco para el diseño rápido de canales de drenaje en taludes (Geotechnical engineering office, Hong Kong).

Cualquier cambio de dirección cambia el sistema de flujo, por lo tanto las curvas en los cambios de dirección para una velocidad de aproximadamente 2 m/seg., deben tener un radio no menor de tres veces el ancho del canal. Este radio debe incrementarse cuando la velocidad es mayor de 2 m/seg.

Las uniones de canales representan el problema más delicado en un sistema de drenaje. Ellos inevitablemente causan turbulencia adicionado por la vulnerabilidad a ser bloqueado por cantos de material. Se recomienda en las uniones ampliar la sección de los canales para darles una mayor capacidad y contener la turbulencia.

Canales colectores y disipadores

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: El canal rápido y el canal en gradería. El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada .

El sistema de graderías es mas eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo. En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse utilizando la figura 13.4, asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg., a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada. En las figuras 13.5 a 13.7 se muestran algunos detalles constructivos para los canales rápidos y las graderías .

Fotografía 13.1 Canal colector en un talud.

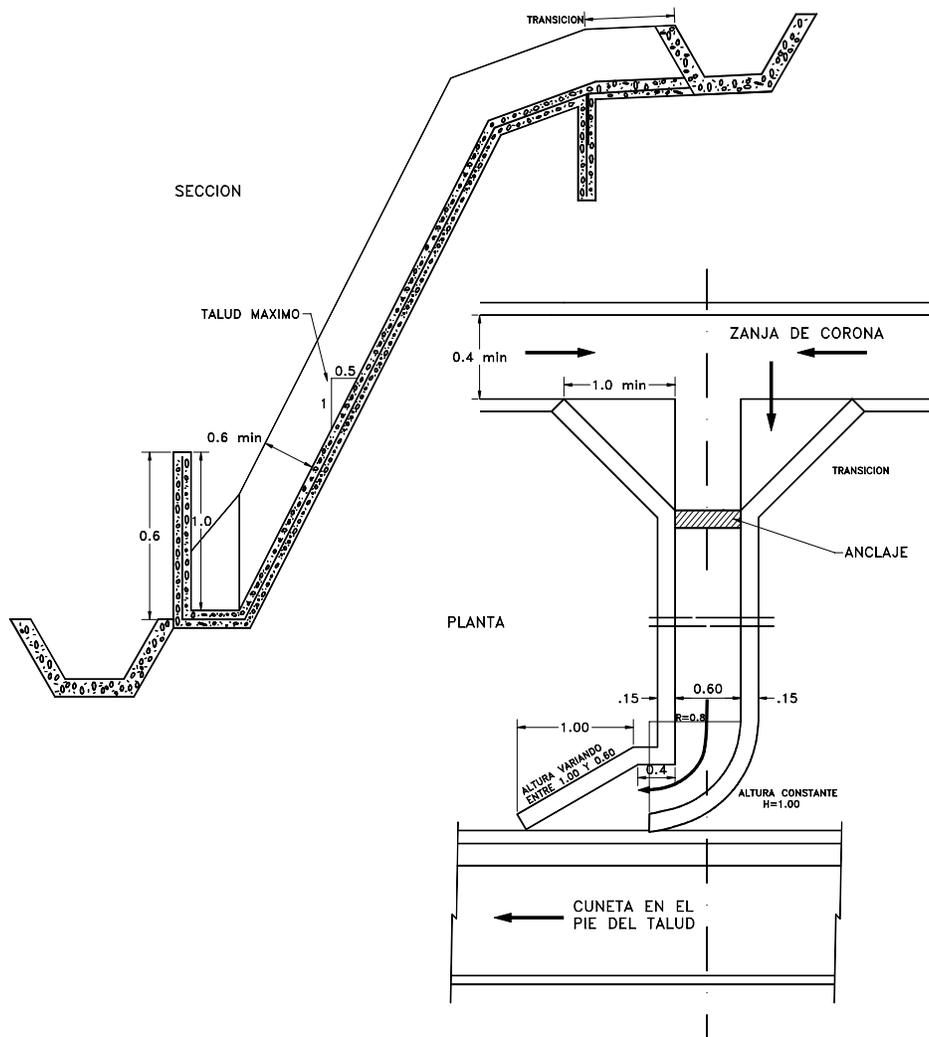


Figura 13.5 Detalle de un canal rápido de entrega.

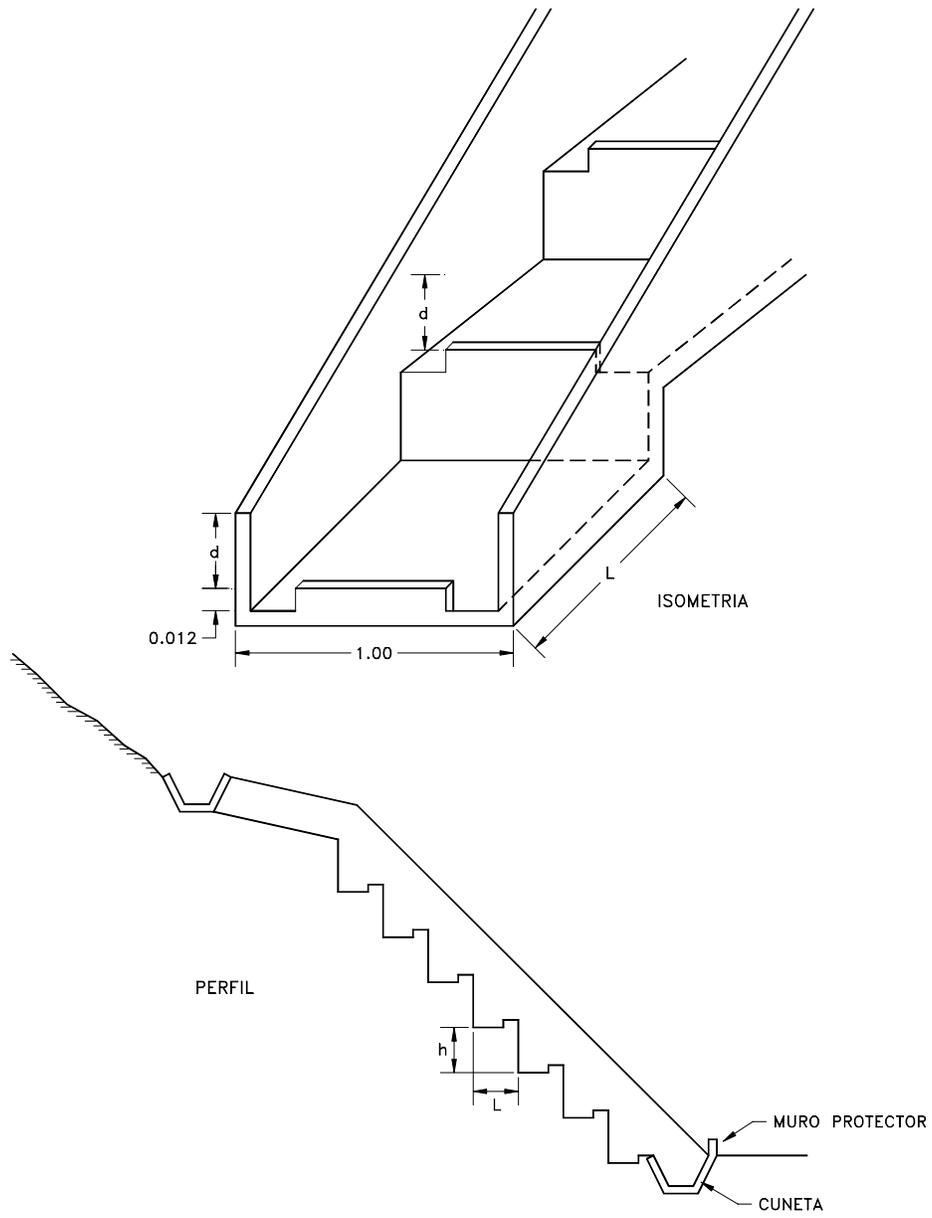
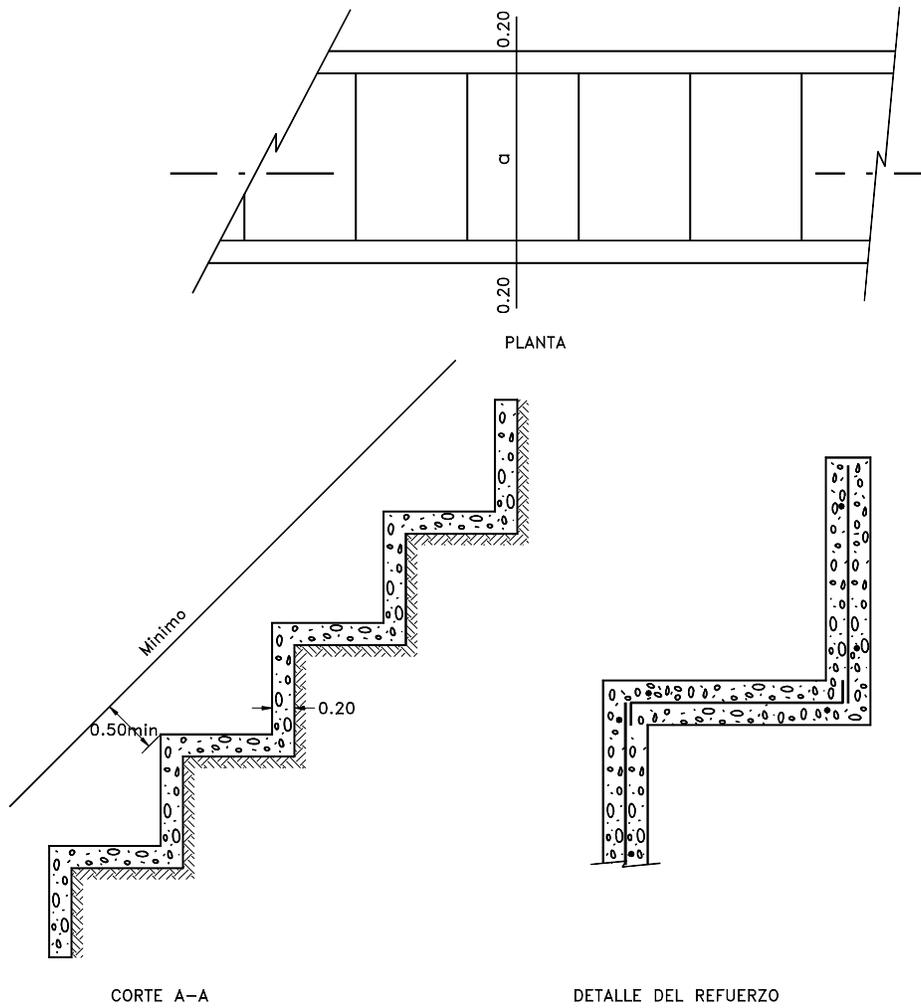


Figura 13.6 Canal de entrega con gradas de disipación.



DIMENSIONES Y CANTIDADES DE OBRA

Talud	h	m	Volumen de concreto por ml. en proyección horizontal m ³ /ml.
½ : 1	2.00	1.00	0.6 a + 1.09
¾ : 1	1.50	1.125	0.47 a + 0.83
1 : 1	1.00	1.00	0.40 a + 0.64
1 ½ : 1	1.00	1.50	0.33 a + 0.57

Figura 13.7 Detalle de la estructura de las gradas de un canal de entrega.

13.3 DRENAJE SUBTERRANEO

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten.

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Cortinas subterráneas impermeables

Puede impedirse que el agua subterránea alcance la zona de inestabilidad potencial mediante la construcción de pantallas impermeables profundas. Las pantallas subterráneas pueden consistir en zanjas profundas rellenas de asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones, o líneas de bombeo de agua consistentes en hileras de pozos verticales. El diseño de estas cortinas debe tener en cuenta los efectos que sobre las áreas adyacentes tiene el cambio del régimen de aguas subterráneas.

Este sistema produce un aumento del nivel freático y represamiento del agua subterránea arriba del deslizamiento y su utilización debe complementarse con la construcción de subdrenes para controlar los efectos negativos.

Subdrenes Interceptores

Los subdrenes interceptores son zanjas excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. La profundidad máxima de estas zanjas es de aproximadamente seis metros. Los hay de diversas formas así:

1. Con material de filtro y tubo colector (Figura 13.8).
2. Con material grueso permeable sin tubo (filtro francés)
3. Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector.
4. Con geotextil, material grueso y sin tubo.
5. Tubo colector con capa gruesa de geotextil a su alrededor.
6. Dren sintético con geomalla, geotextil y tubo colector

El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

1. Disponibilidad de materiales en la región y costos.
2. Necesidad de captación y caudal del dren.

Material de filtro

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y depositación de las partículas más finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir los siguientes objetivos:

- a. Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- b. Permitir la filtración rápida del agua.

Existen dos tipos generales de filtro:

1. Material granular natural filtrante.
2. Filtro de mantos sintéticos o geotextiles.

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear.
 Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

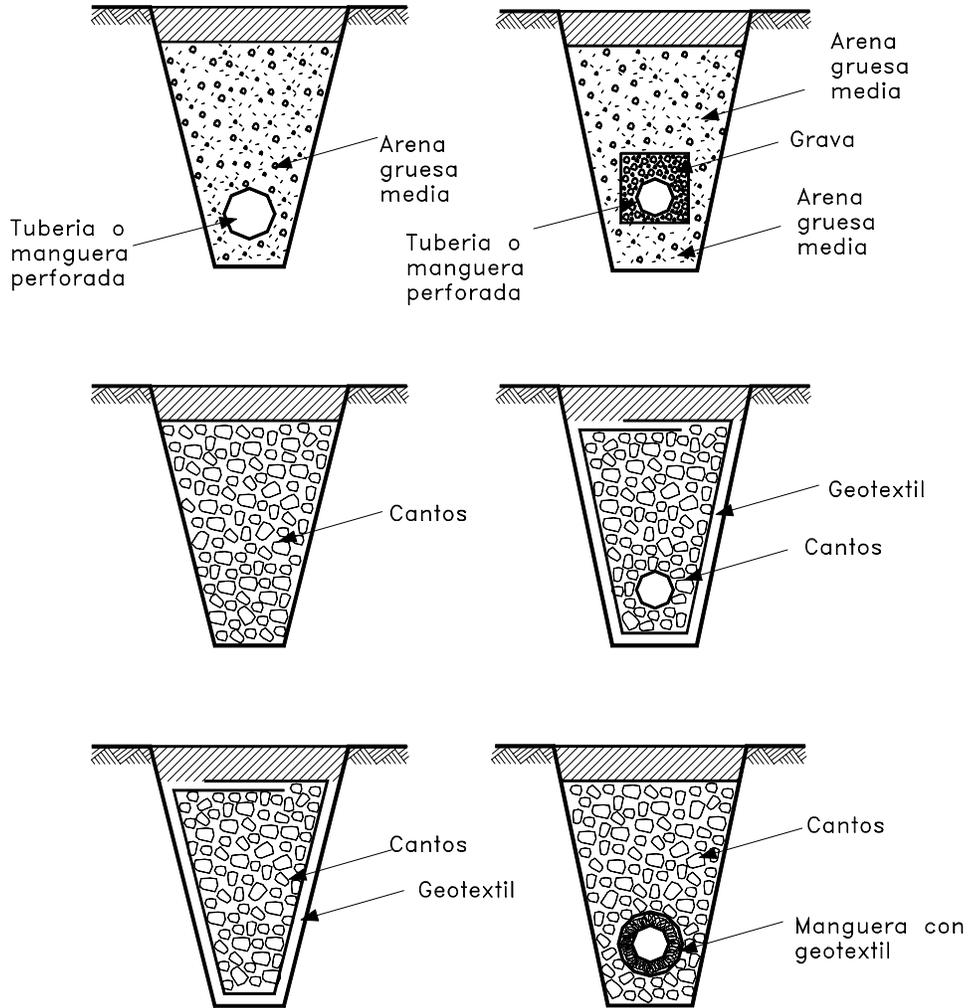


Figura 13.8. Sistemas de dren de zanja

1. Criterio de Filtración o protección contra la erosión interna

El propósito de un filtro es proteger el suelo contra la erosión interna al mismo tiempo permitir el paso del agua. En la literatura técnica se han presentado decenas de relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo. Para objeto del presente texto solo se presentan los más utilizados.

En suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones, en las cuales el subíndice F representa el filtro, y la S representa el suelo natural o suelo alrededor del filtro:

D15 es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.
D85 es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.
La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por Bertram (1940).

$$D_{15F}/D_{85S} \leq 6 \text{ a } 11$$

Basado en los ensayos realizados por Bertram Terzaghi y Peck(1960) modificó esta relación bajando el límite a 4:

$$D_{15F}/D_{85S} \leq 4$$

Sherard (1984) definió en ensayos de laboratorio que ocurre falla por erosión cuando la relación anterior alcanza un valor de 9 .

Algunas normas de instituciones recomiendan utilizar un límite de 5, para suelos bien gradados y de 6 para suelos uniformes.

De acuerdo con el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong se deben cumplir adicionalmente las siguientes condiciones:

$$D_{15F}/D_{15S} < 40$$

$$D_{50F}/D_{50S} < 25$$

Es también recomendable que el material de filtro no posea más de un 5% de material que pase la malla 200, para evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje. Adicionalmente, se deben evitar los filtros cuya gradación tenga vacíos de algunos tamaños de granos, o sea, los materiales con curvas granulométricas que presenten gradas.

Cuando el suelo que se desea drenar presenta algunos tamaños de partículas escasos o inexistentes, lo cual se manifiesta en un quiebre pronunciado de su curva granulométrica, algunos recomiendan que el material de filtro debe ser diseñado sobre la base de las partículas del suelo más finas (menores que el punto de quiebre). Similar recomendación se hace cuando se trata de suelos estratificados por tamaños variables. Algunos autores han propuesto relaciones con el coeficiente de uniformidad del filtro y con el D50 del suelo y del filtro o el D95 y el D75 del suelo e incluso se han presentado propuestas con ecuaciones logarítmicas relativamente complicadas (Schuller y Brauns - 1992).

2. Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por Terzaghi y Peck (1948):

$$D_{15F}/D_{15S} \geq 4$$

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo cual equivale a que la permeabilidad del filtro sea 10 a 100 veces mayor que la del promedio del suelo a su alrededor. Adicionalmente, el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong recomienda que se cumplan las siguientes relaciones para evitar la segregación:

$4 < D_{60F}/D_{10F} < 20$ (coeficiente de uniformidad)
y el tamaño máximo de partícula no debe ser mayor de 75 milímetros.

En ocasiones es difícil encontrar un material natural que cumpla las condiciones de material de filtro para un determinado suelo y se requiere fabricarlo mediante tamizado y/o mezcla de materiales.

La Secretaría de Obras Públicas de México recomienda un filtro general básico para todo tipo de suelos para subdrenes de carreteras de acuerdo a la tabla. Este tipo de filtro aunque cumple especificaciones para una gran gama de suelos, en algunos casos podría presentar problemas de erosión interna o taponamiento.

Tabla 13.1 Granulometría de materiales para filtro de acuerdo a la experiencia en Mexico (Secretaría de obras públicas de México)

Malla Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa en peso
1 1/2"	100
1"	80 a 100
3/4"	85 a 100
3/8"	40 a 80
No. 4	20 a 55
No. 10	0 a 35
No. 20	0 a 20
No. 40	0 a 12
No. 100	0 a 7
No. 200	0 a 5

3. Tamaño de orificios de la tubería colectora

En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja embebido en el material filtrante.

En cuanto al tamaño de los orificios del tubo recolector, el U. S Army Corps of Engineers (1955) recomienda la siguiente relación, entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio:

Para huecos circulares:

$$\frac{D_{85F}}{\text{Diametro}} > 1$$

Para ranuras:

$$\frac{D_{85F}}{\text{ancho}} > 1.2$$

El criterio utilizado por U.S. Bureau of Reclamation (1973) es el siguiente:

$$\frac{D_{85} \text{ del filtro junto al orificio}}{\text{ancho}} \geq 2$$

Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material, y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

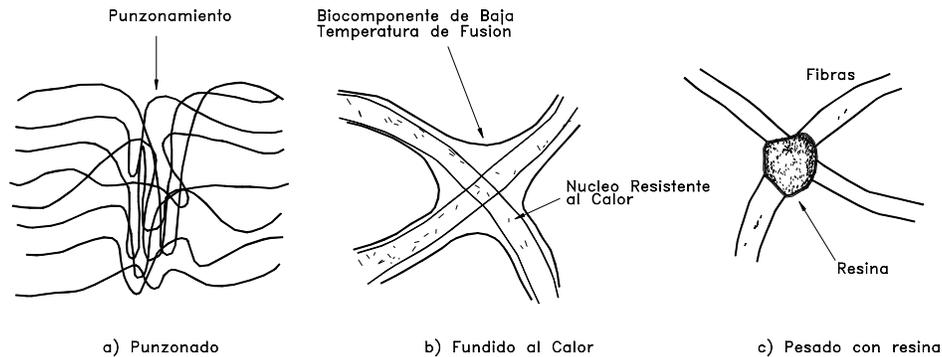


Figura 13.9 Diagramas esquemáticos de varios tipos de unión de fibras en geotextiles no tejidos

Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido (Figura 13.10).

Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas (Figura 13.9); aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada.

La durabilidad de los geotextiles está en función de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales, sin embargo se tiene en este momento algunos filtros trabajando en Colombia en forma eficiente desde hace veinte años. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos.

Desde el punto de vista de filtración se utilizan los siguientes criterios de acuerdo al Federal Highway Association de los Estados Unidos:

1. Criterio de retención del suelo

a. Para suelos con $\leq 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq BD_{85}$$

$$B = 1 \text{ Para } C_u \leq 2 \text{ ó } > 8$$

$$B = 0.5 C_u \text{ para } 2 < C_u \leq 4$$

$$B = \frac{8}{C_u} \text{ Para } 4 < C_u \leq 8$$

b. Para suelos con $> 50\%$ de pasantes del tamiz US No. 200

$$O_{95} \leq D_{85} \text{ Para geotextiles tejidos}$$

$$O_{95} \leq 1.8 D_{85} \text{ Para geotextiles no tejidos}$$

y

$$AOS \text{ de la tela } \geq \text{abertura tamiz No. 50 (0.297 mm.)}$$

Donde:

O_{95} = Tamaño de la abertura medida del geotextil a la cual el 95% del peso de partículas esféricas de vidrio es retenido.

D_{85} = Diámetro de tamiz en mm. que permite el paso del 85% en peso del suelo.

AOS = Tamaño de abertura aparente del geotextil.

$C_u = D_{60} / D_{10}$ Coeficiente de uniformidad del suelo.

Tabla 13.2 Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles utilizados para filtros (Lawson 1982)

Geotextil	Resistencia a la tensión (KN/m)	Elongación Maxima (%)	AOS (mm.)	Caudal de flujo (l/m ² /seg)	Peso unitario (g/m ³)
TEJIDOS					
Monofilamento	20-80	5-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
Hilo	40-800	5-30	0.2-0.9	20-80	250-1300
Cinta	8-90	15-20	0.05-0.1	5-15	100-250
NO TEJIDOS					
Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
Fundido	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	70-350
Con Resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

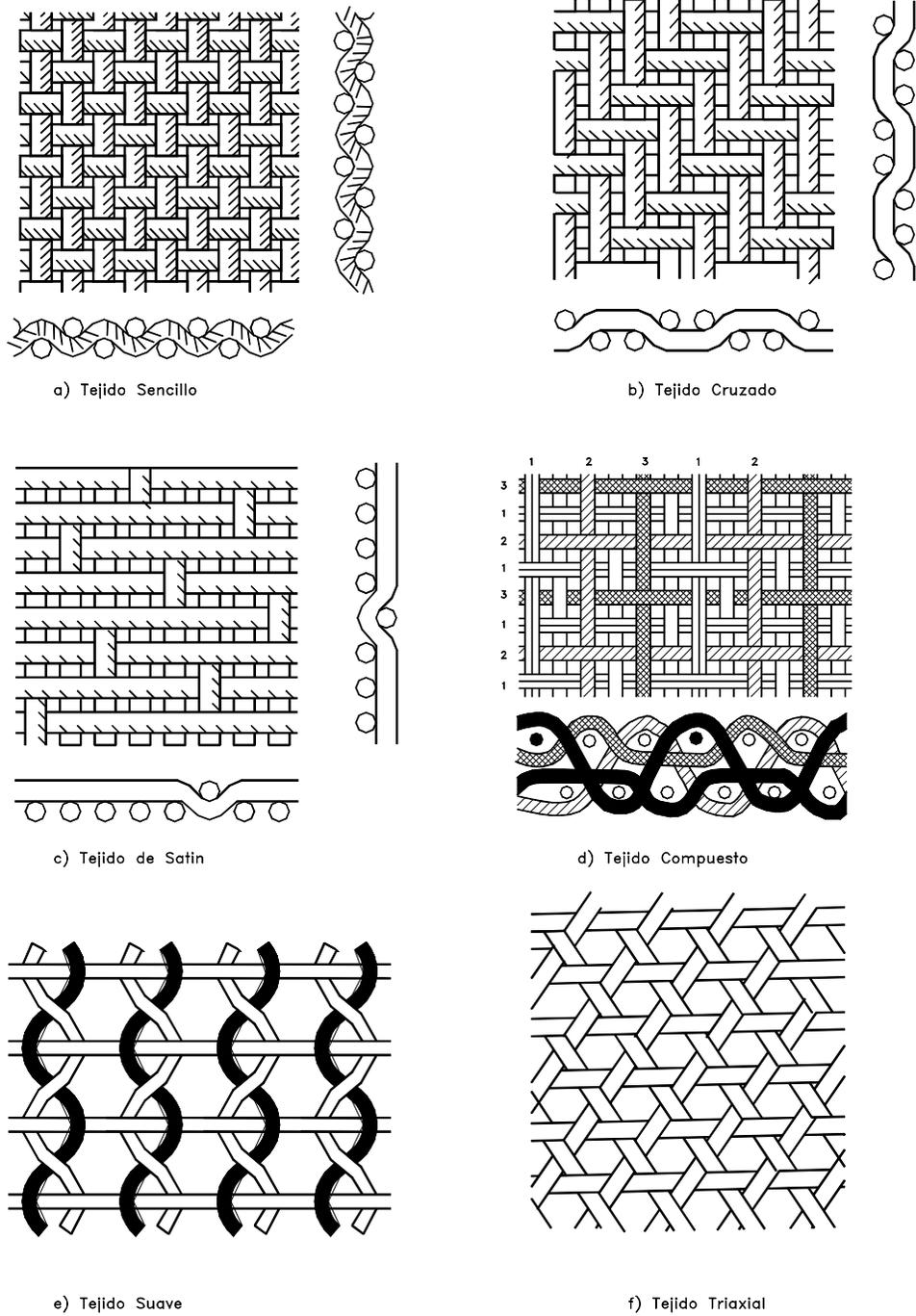


Figura 13.10 Tipos de tejidos en geotextiles.

2. Criterio de permeabilidad

a. Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo

$$K_n \geq 10 \text{ veces } K$$

y el Diseñador deberá realizar ensayos de filtración para comprobar que el geotextil no se tapa.

En situaciones potenciales de taponamiento se recomienda la siguiente especificación:

Porcentaje de área abierta $\geq 4\%$ para geotextiles tejidos

Porosidad $\geq 30\%$ para geotextiles no tejidos

b. Para aplicaciones no críticas

$$K_n \geq K$$

Donde

K = Permeabilidad del suelo

K_n = Permeabilidad normal al plano del geotextil

Adicionalmente se pueden exigir requisitos de resistencia a la tensión Grab para garantizar que el geotextil no se rompa durante el manejo.

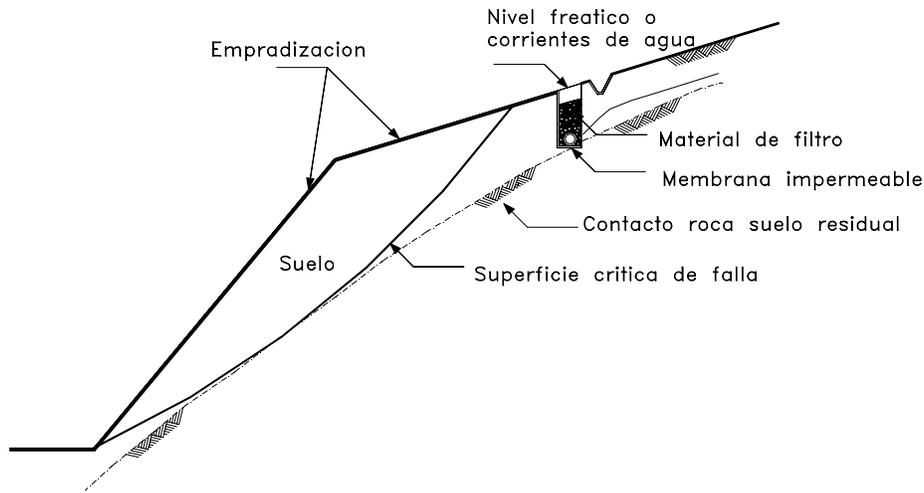


Figura 13.11 Diagrama de un dren interceptor.

Criterios generales para el diseño de filtros

Adicionalmente a los criterios anteriores se deben tener en cuenta los siguientes:

- Los suelos residuales son muy variables granulométricamente y debe realizarse un número grande de ensayos de Granulometría, previamente al diseño de filtro. Debe tenerse en cuenta que las partículas de mayor tamaño tienen muy poco efecto en el proceso de filtración (Geotechnical Engineering Office - 1993).
- El parámetro D_{85} para utilizar en el criterio de retención debe tomarse en forma conservadora para tener en cuenta la variabilidad del suelo.

- Los ensayos de permeabilidad deben ser realizados en el campo, teniendo en cuenta que la permeabilidad obtenida en el laboratorio es muy afectada por el manejo de la muestra.
- En los sitios donde existe flujo concentrado de agua el uso de geotextiles puede no ser adecuado y se puede requerir un sistema mucho más resistente y de gran capacidad.
- Las raíces de las plantas afectan en forma grave los filtros y se debe evitar sembrar árboles cerca a los subdrenes.
- Debe tenerse especial cuidado de no romper el geotextil al colocar los materiales granulares y debe evitarse la exposición al sol de la tela, por varios periodos de tiempo.

Subdrenes 100% sintéticos

Debido a la dificultad de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de las mallas sintéticas, se está haciendo popular el uso de los subdrenes 100% sintéticos (Figuras 13.12 y 13.13). Estos subdrenes consisten de tres elementos básicos:

1. Geomalla

La geomalla es una red sintética construída en tal forma que se forman unos canales que facilitan el flujo de agua.

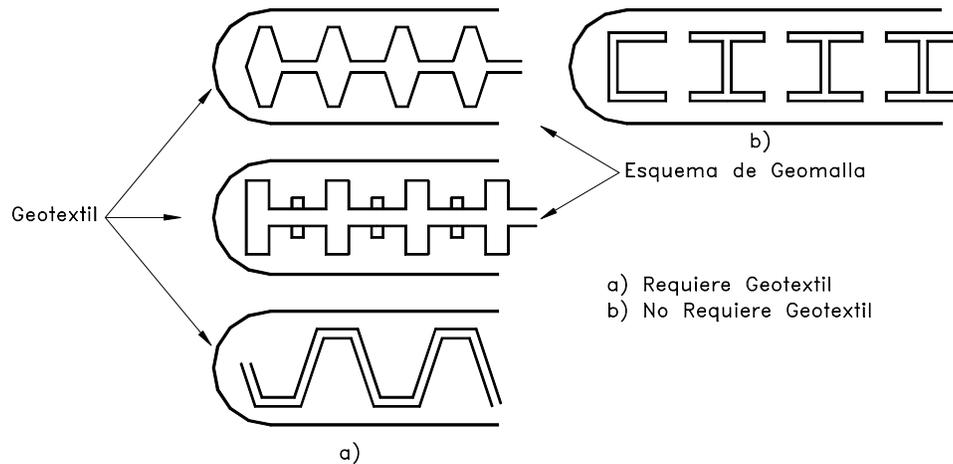


Figura 13.12 Secciones de Subdrenes 100% sintéticos

2. Geotextil

La geomalla se envuelve en un geotextil, el cual actúa como filtro impidiendo el paso de partículas de suelo hacia la geomalla y permitiendo a su vez el flujo de agua.

3. Tubo colector perforado

En el extremo inferior de la geomalla y envuelto por el geotextil se coloca una manguera perforada PVC especial para subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la geomalla.

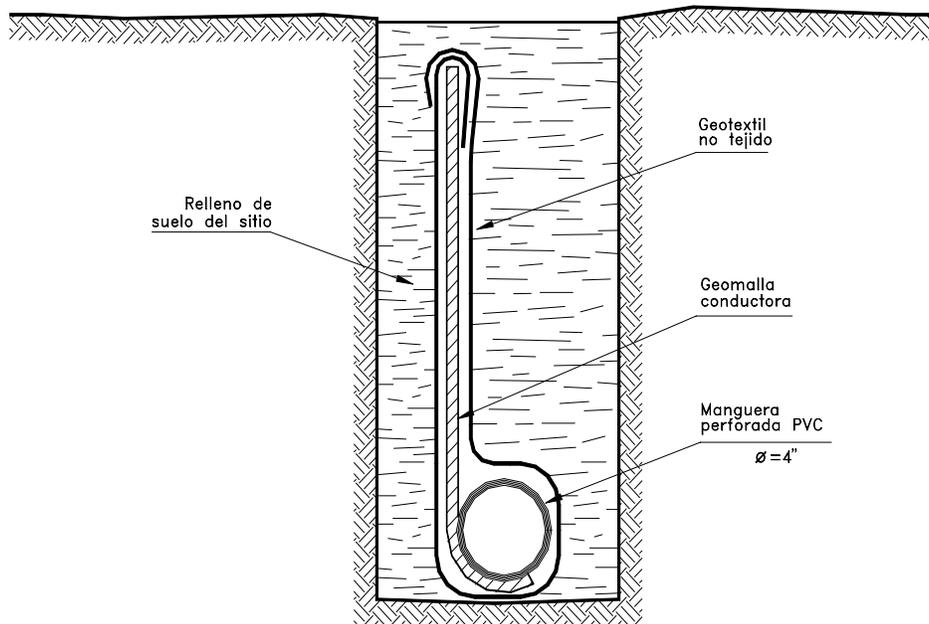


Figura 13.13 Diagrama de un subdrén 100% sintético.

Flujo de agua hacia los subdrenes de zanja

Las teorías de redes de flujo pueden utilizarse para el diseño de sistemas de subdrenaje en suelos homogéneos, pero en materiales residuales el diseñador debe tener un conocimiento muy claro de la estructura geológica, en especial de la presencia de mantos, discontinuidades o zonas de alta permeabilidad.

Al colocar un subdrén se está colocando un punto de presión atmosférica dentro de una masa de suelo con agua a una presión superior. El efecto inmediato es la generación de un flujo de agua hacia el dren debido a la diferencia de cabeza hidrostática.

El paso siguiente al flujo de agua inicial es la disminución de la presión de poros en una distancia de influencia a lado y lado del subdrén, la cual depende de la permeabilidad del suelo. En suelos arcillosos esta distancia de influencia es menor que en suelos granulares. El producto final es una nueva línea de nivel freático con puntos de inflexión en los sitios de subdrén (Figura 13.14).

Para un suelo uniforme se puede obtener una solución analítica, incluyendo otros efectos como es la infiltración debida a la precipitación y se pueden obtener las redes de flujo para calcular los caudales y las presiones (Figura 13.15). El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre drenes requiere de un análisis geotécnico muy completo del comportamiento del agua en el suelo del sitio.

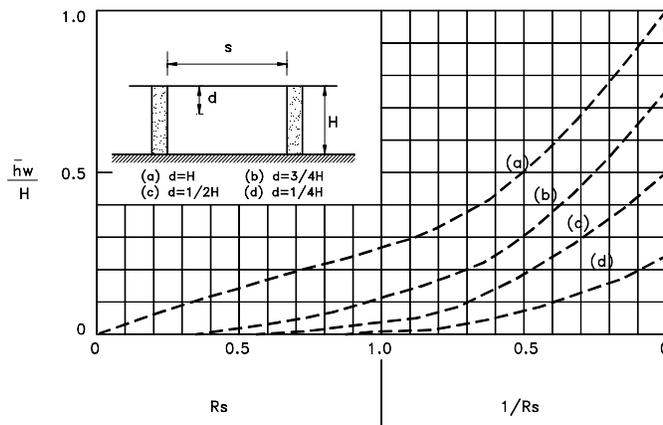
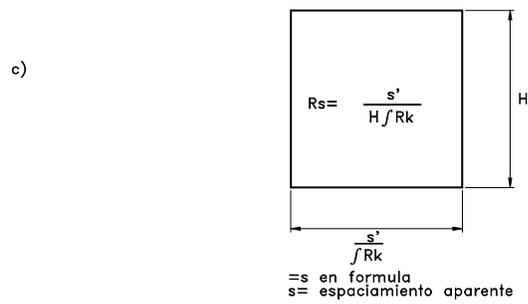
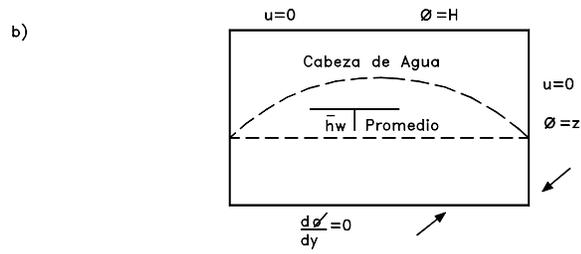
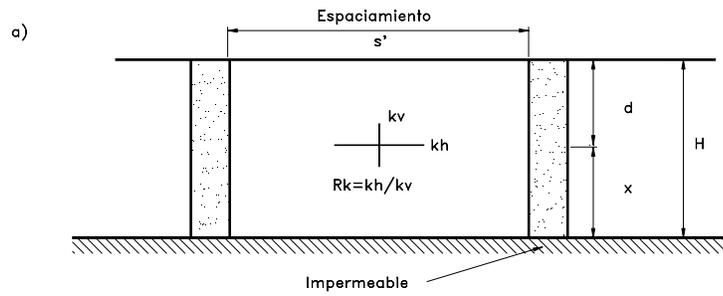


Figura 13.16 Variación de la presión de poros promedio con el espaciamiento de subdrenes de zanja (Bromhead, 1984).

Diseño de subdrenes de zanja

El diseño de subdrenes de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- a. Profundidad y ancho de la zanja
- b. Espaciamiento entre zanjas
- c. Localización en planta de los subdrenes
- d. Material filtrante y especificaciones
- e. Cálculo de caudales colectados
- f. Sistemas de recolección y entrega

Existen dos enfoques diferentes para el diseño:

1. Procedimiento empírico

Este sistema se basa en la experiencia anterior de un experto conocedor del comportamiento del agua en los suelos del sitio. La profundidad, espaciamiento y demás características del subdrenaje se realiza exclusivamente basado en el conocimiento previo del experto, conjuntamente con un estudio geotécnico que incluye ensayos de Permeabilidad del suelo.

2. Procedimiento analítico

En este sistema el diseño se basa en un modelo matemático, similar a una red de flujo donde se calcula los efectos para diferentes profundidades de drenes.

La combinación de sistemas empíricos y analíticos con un conocimiento lo más detallado posible de las características del sistema de agua subterránea es probablemente, la mejor alternativa para el diseño.

A continuación se presenta un método sencillo de análisis propuesto por Bromhead (1984), en el cual se determina la disminución promedio de la presión de poros con el espaciamiento entre drenes, utilizando la tabla que se muestra en la figura 13.16.

13.4 DRENES HORIZONTALES O DE PENETRACION

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (Figura 13.17).

La principal ventaja de los drenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

El diámetro de las perforaciones es de aproximadamente 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC. , generalmente en diámetros 2 ó 3", aunque en ocasiones se emplea otro tipo de diámetro. La tubería se puede perforar con agujeros circulares o ranurar en sentido transversal. Los orificios de la tubería se hacen generalmente, en diámetros de 5 a 1.5 milímetros con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería. En ocasiones los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante de tubo (Figura 13.18). En esta forma se impide que el agua captada se reinfiltre nuevamente en la trayectoria de salida.

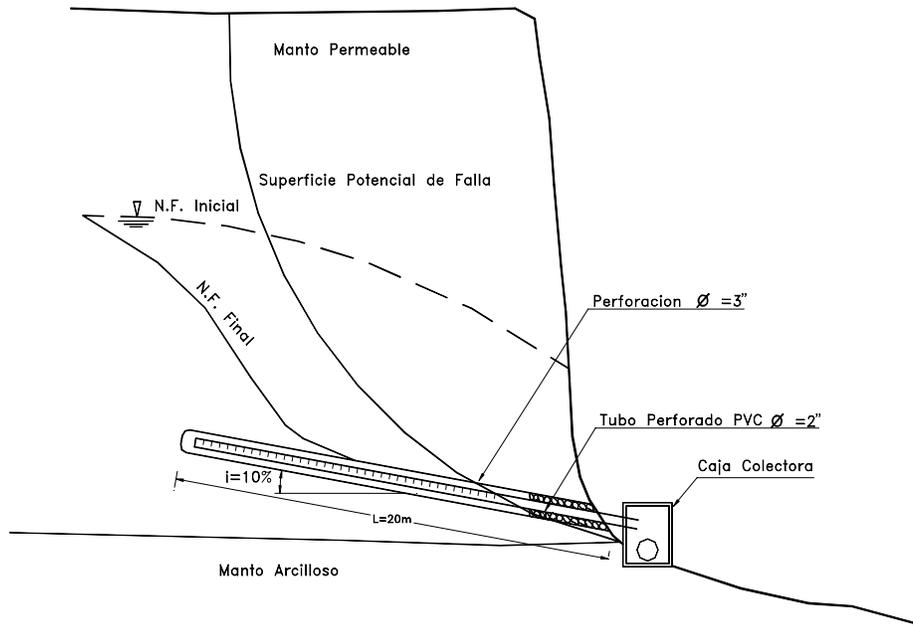


Figura 13.17 Esquema general de colocación de un subdren de penetración.

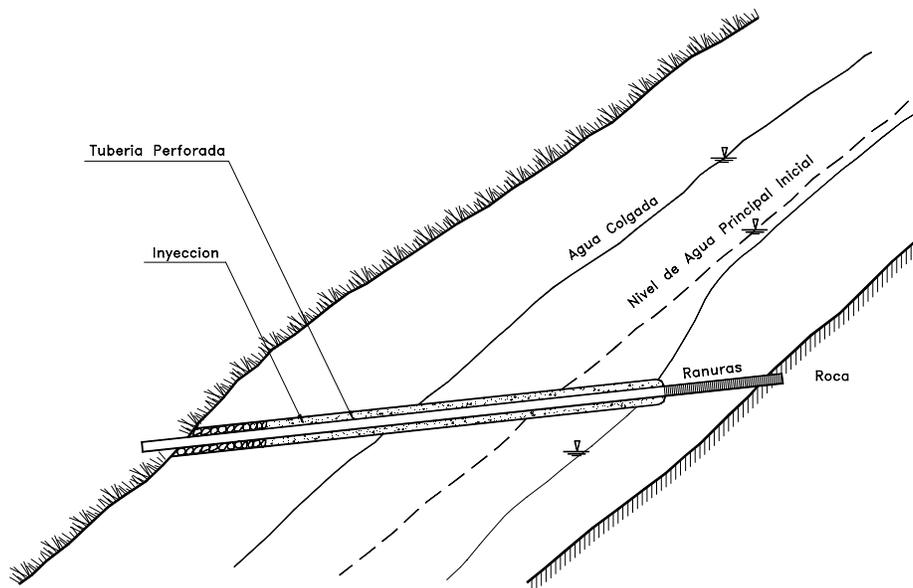


Figura 13.18 Subdren de penetración diseñado para captar solamente en la punta interior.

La longitud de los drenes depende de las necesidades de drenaje. Comúnmente sus longitudes varían de 10 a 40 metros, pero se conoce de drenes instalados de hasta 120 metros de longitud. En general, la longitud requerida puede ser determinada dibujando una sección del talud con su probable círculo de falla superpuesto sobre una sección geológica, en la cual se podrán observar los acuíferos y corrientes de agua presentes. Los drenes deben instalarse de tal manera que abata o se elimine el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla.

Las perforaciones se realizan a inclinaciones de 5% al 20% de pendiente de inicio, pero a medida que avanza la perforación el peso de la tubería hace que esta se defleque y poco a poco va disminuyendo esta pendiente. Un dren de 60 metros de longitud puede quedar hasta dos metros por debajo del nivel de dren propuesto teórico. Después de nivelar el equipo se le da la inclinación y dirección al dren de acuerdo a los datos del estudio geotécnico previo y se inicia la perforación.

Como usualmente este tipo de subdrenaje se realiza en suelos blandos, se requiere emplear una tubería de revestimiento para su perforación, así ocurre con frecuencia la falla de las paredes del filtro y en ocasiones se dificulta la colocación de la tubería de filtro. En los 3 a 6 metros más cercanos al borde del talud se debe emplear tubería no perforada y si es necesario se ancla en concreto 1.0 a 2.0 metros de tubería.

En México se ha empleado un tipo de subdren horizontal sin tubería, en el cual la perforación se rellena con material granular filtrante. En este caso se trabaja con perforaciones hasta de 6" de diámetro y se requiere un sistema de control superficial para evitar la salida de las arenas del subdren.

Equipos de perforación de subdrenes horizontales

El rendimiento de las perforaciones depende del equipo que se esté empleando y del tipo de material. En condiciones ideales se pueden tener rendimientos hasta de 50 metros/día, pero habitualmente el rendimiento está por debajo de los 10 metros/día. Entre los equipos de perforación utilizados para la construcción de subdrenes horizontales se pueden mencionar los siguientes:

1. Equipo a RotoperCUSión

Es tal vez el más rápido y eficiente debido a que emplea sistemas de rotación y percusión, pero su empleo es limitado por su costo y por la necesidad de ubicación de grandes compresores de aire cerca al sitio de perforación. Es el equipo ideal para subdrenes profundos.

2. Equipo a rotación Hidráulica

Generalmente, se emplean los mismos equipos que se usan para perforaciones verticales y muestreo de suelos. Comúnmente están montadas sobre patines. Su rendimiento no es grande pero es el sistema más frecuentemente empleado por su disponibilidad y facilidad de transporte.

3. Equipo a Rotación simple (Auger)

Este sistema es sencillo pero su uso está limitado a subdrenes poco profundos.

4. Equipo a percusión

Se le emplea en materiales blandos y tiene el inconveniente de la dificultad para mantener una pendiente, especialmente cuando encuentra cantos o rocas duras.

Diseño de Subdrenes de penetración

Para la ubicación de los drenes se recomienda hacer previamente un estudio geotécnico para determinar las características del régimen de aguas subterráneas.

Es importante la ubicación de piezómetros abiertos de control que permiten medir el abatimiento del nivel de agua y le dan al Ingeniero información sobre la necesidad o no de colocar más subdrenes.

Se requiere ubicar el dren en una cota, de tal forma que la cabeza de agua sea suficiente, que esté preferiblemente por debajo de la zona fallada y debe chequearse que esté ubicado dentro del acuífero. Es común encontrar drenes que no trabajan por estar colocados por debajo del fondo de un acuífero suspendido. Adicionalmente, la pendiente debe ser tal que al profundizar el dren no suba a cotas arriba de la línea de nivel de agua. Estos problemas se pueden evitar con un estudio geotécnico muy completo previo a la colocación de los subdrenes.

Existen algunas metodologías de diseño para determinar el espaciamiento entre drenes entre los cuales se encuentran los métodos de Choi (1977), Prellwitz (1978), Kenney (1977). Sin embargo, estas metodologías tienen poca aplicabilidad por cuanto no tienen en cuenta los parámetros geológicos y tratan el suelo como un elemento homogéneo. El procedimiento de Kenney utiliza cuatro situaciones diferentes. En los dibujos de las figuras 13.19 y 13.20 las líneas punteadas representan una familia de drenaje que tiene el mismo valor de L , donde $L = \text{Longitud total del dren} / \text{Ancho total del talud}$.

Otro de los sistemas utilizados para calcular el espaciamiento o separación entre subdrenes es la fórmula de Kozeny:

$$S = 2 h \sqrt{K/q}$$

Donde:

S = Separación entre drenes

h = Altura del nivel freático por encima del nivel de los drenes

K = Permeabilidad de la formación

q = Caudal unitario del subdren.

La aplicabilidad de esta fórmula no es muy confiable en todos los casos y comúnmente se hace la ubicación con base en experiencias anteriores en el mismo material o a la monitoría permanente de piezómetros, durante la instalación de subdrenes.

Otro procedimiento consiste en colocar una hilera de subdrenes a un espaciamiento predeterminado y colocar drenes intermedios adicionales, de acuerdo al comportamiento de los niveles freáticos en el talud. Como espaciamiento inicial generalmente, se recomienda la mitad de la longitud total de cada dren.

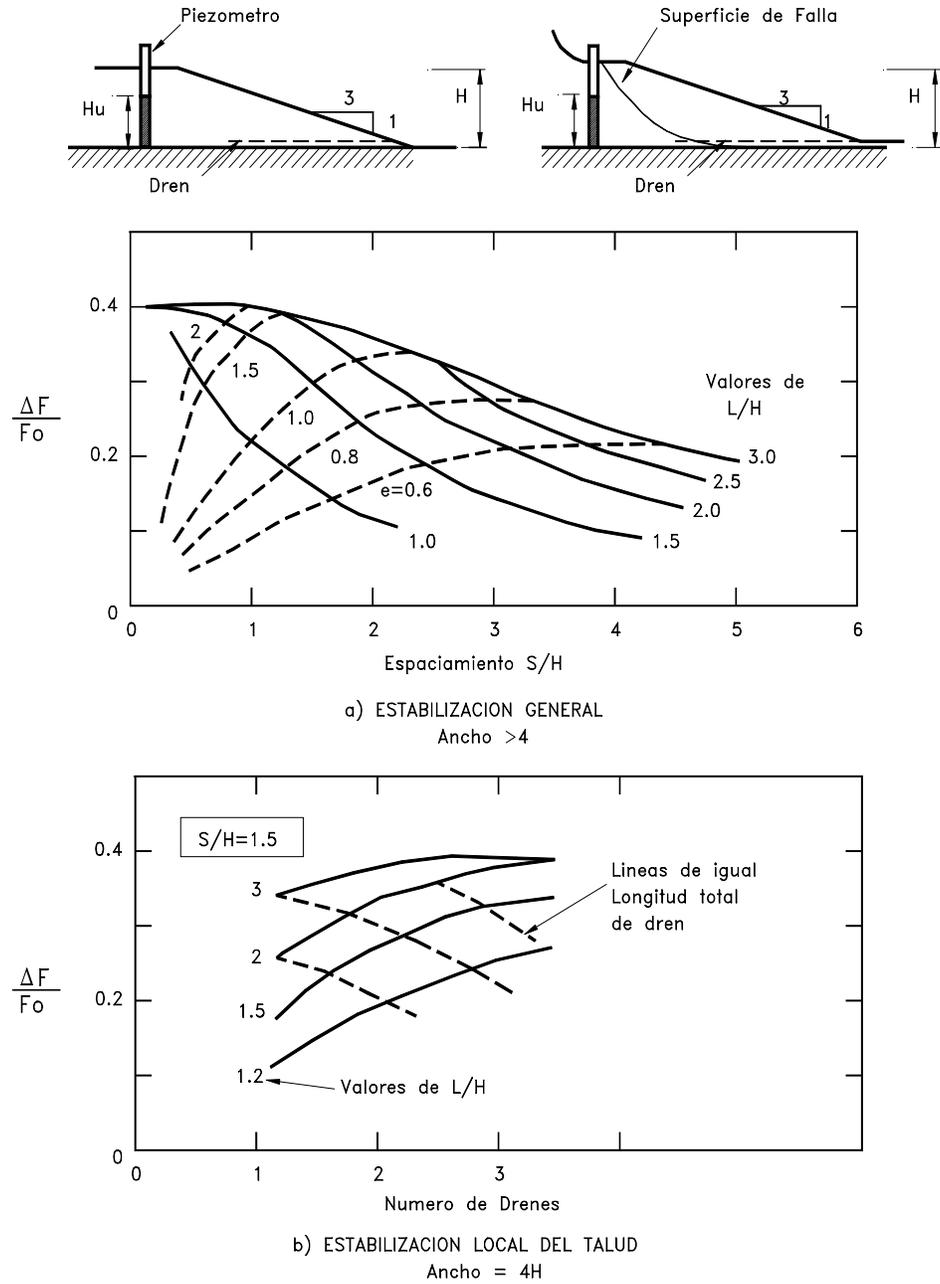


Figura 13.19 Carta de diseño para drenes horizontales en talud cortado a pendiente 3:1 y aparece una capa impermeable subhorizontal en el pie del talud H_u/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

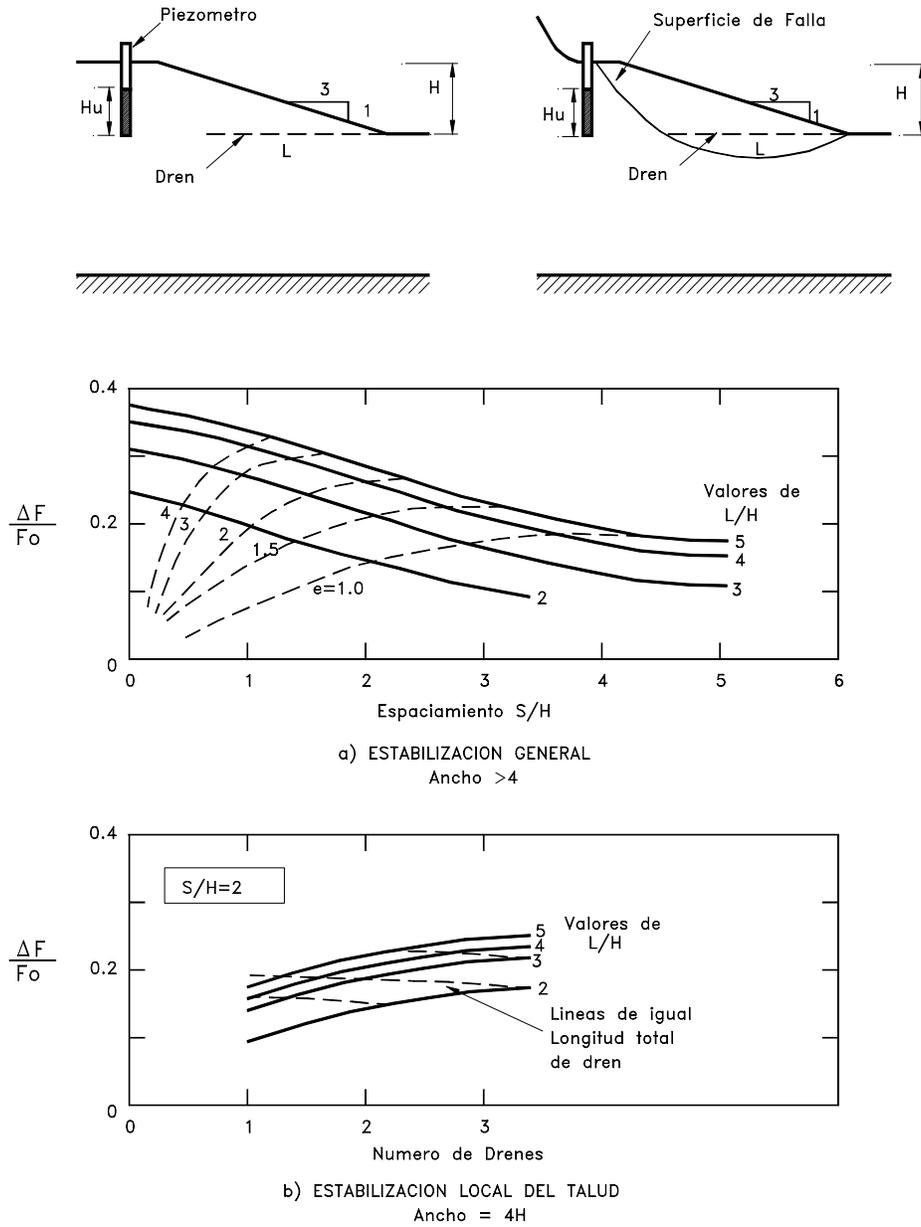


Figura 13.20 Carta de diseño para drenes horizontales en talud cortado a pendiente 3:1 y aparece una capa impermeable subhorizontal muy por debajo del pie del talud H_u/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

Observaciones a tener en cuenta en el diseño de subdrenes horizontales

Debe estudiarse minuciosamente el efecto de construir unos pocos drenes profundos, a la alternativa generalmente, menos costosa y en ocasiones más efectiva desde el punto de vista de estabilidad del talud, de colocar una densidad mayor de drenes poco profundos.

Es común que el Ingeniero se anime con la aparición de caudales grandes en los drenes profundos pero estos pueden no representar disminuciones apreciables de nivel de agua en la zona de falla del talud.

Debe tenerse presente que el objetivo de los drenes es abatir el nivel de agua y las presiones de poro, no el de proveer caudales importantes de agua.

En suelos o rocas de permeabilidad grande o cuando las cabezas de agua son altas (más de 10 metros) su efecto es sorprendentemente eficiente y con unos pocos drenes se logran abatimientos grandes de cabeza y extracción de caudales importantes de agua. Su efectividad es menor en suelos arcillosos especialmente, si la cabeza de presión es pequeña.

En formaciones permeables se pueden obtener caudales de más de 100 litros/minuto para drenes de 40 metros de longitud pero generalmente, en suelos arcillosos los caudales de un dren similar varían de 1 a 10 litros/minuto con abatimiento de algunos centímetros de cabeza por cada dren.

El caudal inicial de un subdren horizontal tiende a bajar en los días siguientes a su colocación pero deberá tender a estabilizarse con los cambios normales debidos a los ciclos climáticos. Además, al colocar un dren muy cercano a otro, se puede disminuir el caudal del dren anterior, dependiendo del régimen de agua subterránea del talud. En ocasiones el caudal desaparece en épocas secas para aparecer nuevamente en temporada de lluvias.

Las perforaciones en algunos casos interceptan pequeños mantos de materiales de alta permeabilidad, aumentando en forma importante su eficiencia. Este efecto se puede programar si se realiza un estudio geotécnico detallado.

Los drenes horizontales pueden ser complementados con sistemas de vacío los cuales aumentan los gradientes hidráulicos al producir presiones negativas dentro del tubo.

La profundidad máxima práctica de disminución o abatimiento de la tabla de agua, con un nivel de drenes horizontales es de hasta 5 metros.

Mantenimiento de subdrenes de penetración

Como los subdrenes de penetración en la mayoría de los casos, no tienen material de filtro que impidan la migración de finos, es común que estos se tapen periódicamente y se requiere un mantenimiento que consiste en:

1. Limpieza de la tubería
2. Inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje y remover las tortas de material sedimentado alrededor de la tubería. Este proceso es llamado “desarrollo del subdren”.

Debe tenerse cuidado de no producir fallas por exceso de presión, en el proceso de desarrollo del sistema de subdrenes.

Holtz y Schuster (1996) recomiendan realizar mantenimiento de los drenes cada cinco a ocho años, donde existan materiales finos que se puedan sedimentar o raíces que puedan crecer dentro del dren. Sin embargo, se han reportado casos en los cuales el crecimiento

de las raíces puede requerir el cambio de los drenes cada dos años. En ocasiones la tubería se rompe o se deforma y es necesario rehacer los drenes.

Un elemento peligroso es la presencia de ciertos organismos o especies vegetales que invaden los drenes tapando los orificios de drenaje. En casos de aparición de estos fenómenos puede requerirse rehacer los drenes, aumentando su diámetro y evitar la invasión de raíces, embebiendo en concreto los primeros metros de subdren y colocando tuberías de entrega a cajas con estricto control vegetal.

13.5 COLCHONES DE DRENAJE

Las capas de material drenante que se colocan debajo de terraplenes, generalmente después de remover los suelos sueltos se les conoce como colchones de drenaje (Figura 13.21). Generalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 centímetros de espesor envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje .

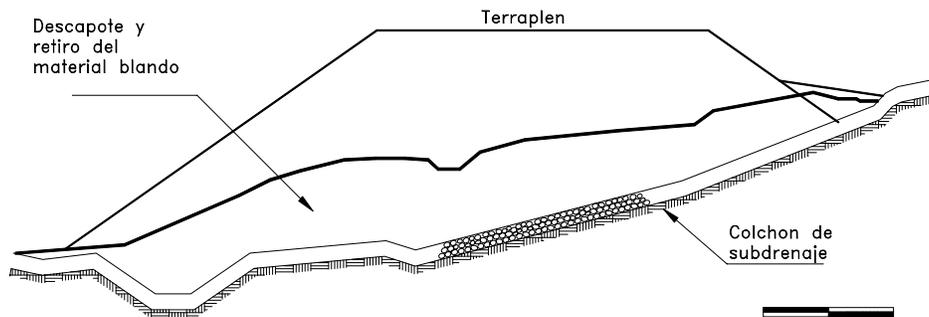


Figura 13.21 Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.

13.6 TRINCHERAS ESTABILIZADORAS

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas generalmente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo espina de pescado. La zanja posteriormente se rellena con enrocado o con material común de acuerdo a las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla (Figura 13.22).

Este tipo de subdrenes en ocasiones, no ha tenido éxito porque al excavar se activan deslizamientos de tierra de gran magnitud. El sistema de trinchera trabaja como un dren interceptor profundo y en su diseño deben tenerse en cuenta los requisitos de este tipo de drenes.

Fotografía 13.2 Cajas colectoras para subdrenes de penetración.

Fotografía 13.3 Pantalla de drenaje en gaviones.

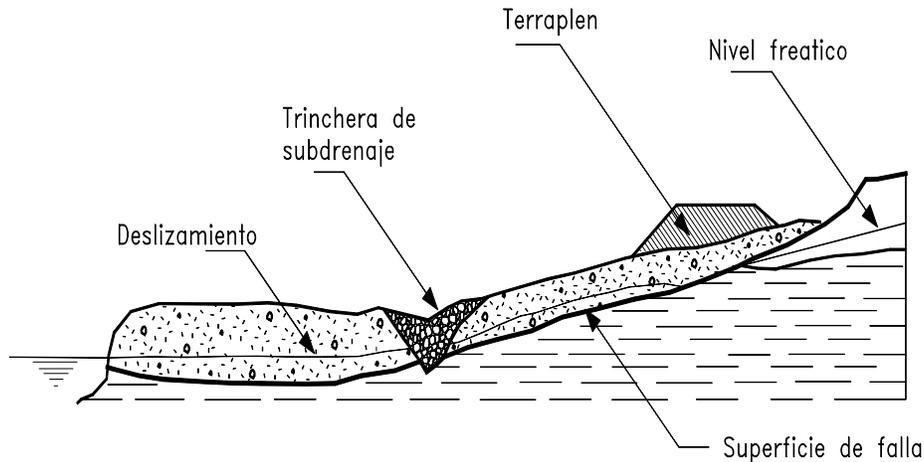


Figura 13.22 Esquema de una trinchera estabilizadora.

13.7 PANTALLAS DE DRENAJE

Las pantallas de drenaje son estructuras similares en apariencia a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea (Figuras 13.23 y 13.24).

Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

1. Filtro sobre la superficie del talud

Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. Este filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en subdrenes de zanja.

2. Estructura de contención o retención

Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio el filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.

3. Subdren colector

Este subdren se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

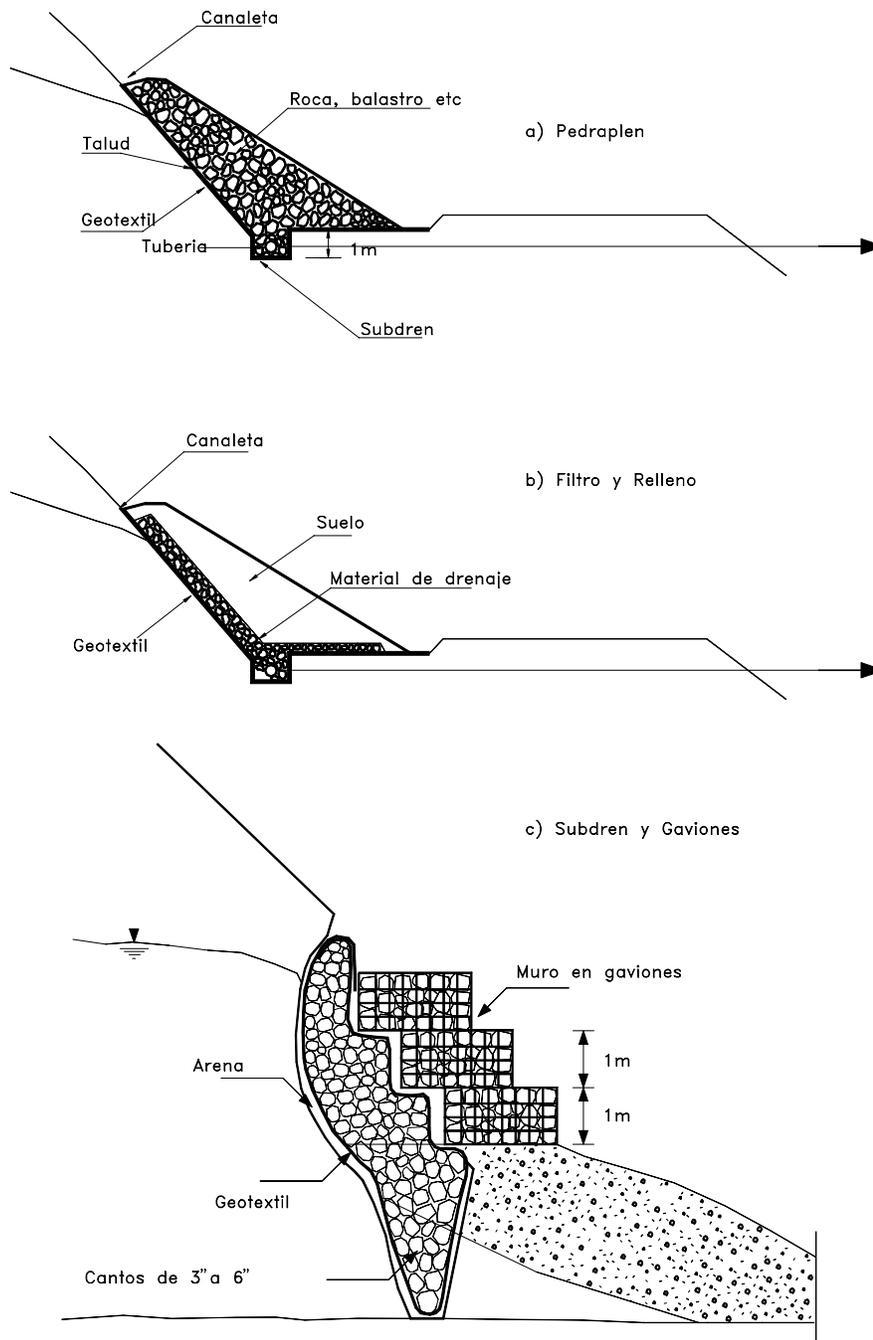
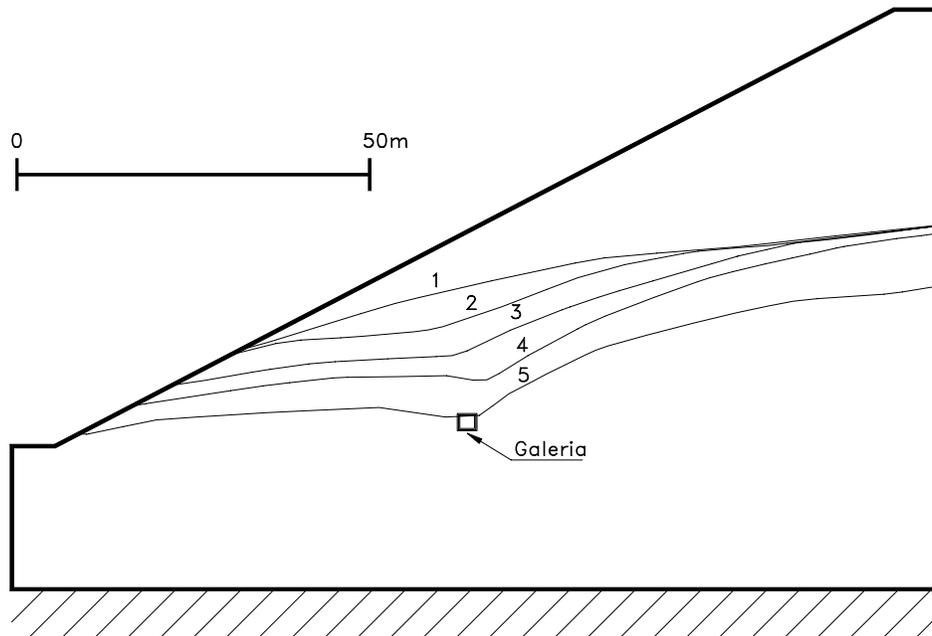


Figura 13.23 Ejemplos de subdrenes de pantalla.

13.8 GALERIAS DE DRENAJE

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es el de disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud (Figura 13.24). Las galerías de drenaje deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.

El uso de galerías de drenaje para mejorar las condiciones de estabilidad de taludes, para el caso de presiones muy altas de poros es común para la estabilización de grandes deslizamientos (Valore, 1996). Las galerías de drenaje son empleadas especialmente, en los grandes proyectos hidroeléctricos.



- 1 = Inicial
- 2 = $t=400$ Horas
- 3 = $t=1000$ Horas
- 4 = $t=4000$ Horas
- 5 = $t=$ Tiempo Largo

Figura 13.24 Evolución de la línea de nivel freático al construir una galería de drenaje.

Para fijar su ubicación se requiere un estudio geotécnico detallado. Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical, es mayor debido a la orientación de las discontinuidades, el agua fluye fácilmente hacia la galería pero cuando la orientación de los estratos es horizontal el agua puede pasar por sobre la galería sin fluir hacia ella.

En estos casos se requiere construir pozos verticales o subdrenes inclinados desde la galería para interceptar las zonas de flujo; Entre más alto el pozo vertical, su efecto es mayor. Generalmente, se recomiendan diámetros de 1/20 de altura del talud. Si se requieren teóricamente diámetros muy grandes, este efecto se puede suplir colocando pozos verticales y drenes de penetración dentro de la galería. Comúnmente, la galería drena por gravedad pero en algunos casos se requiere colocar un sistema de bombeo para su desagüe.

Cuando una galería es construida en materiales meteorizados se requiere colocar un soporte permanente en forma de concreto lanzado reforzado. En este caso la pantalla de concreto debe estar colocada sobre un sistema de drenaje diseñado con sus respectivos lloraderos para facilitar el proceso de salida del agua a drenar.

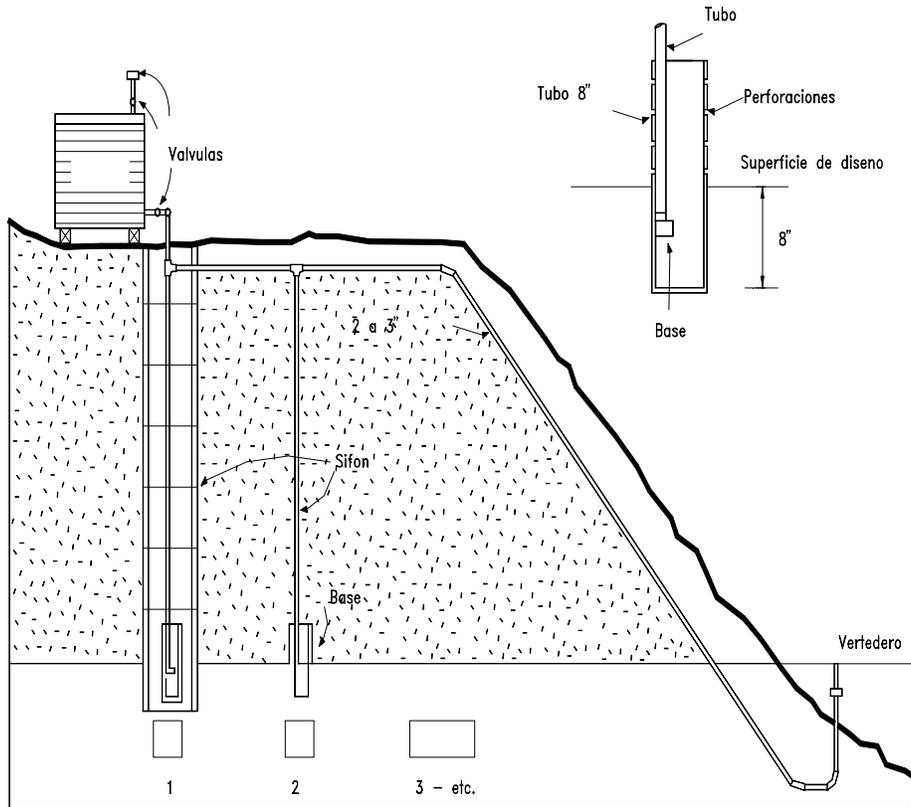


Figura 13.25 Pozos verticales de subdrenaje utilizando un sistema de bombeo y sifón.

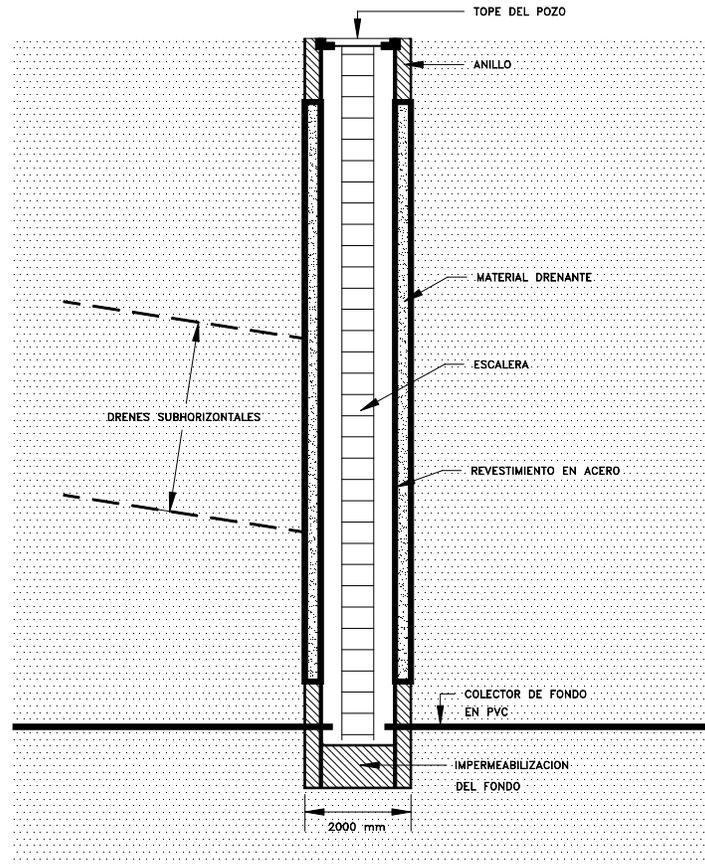


Figura 13.26 Pozo de drenaje e inspección.

13.9 POZOS VERTICALES DE DRENAJE

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que tratan de aliviar las presiones de poros, cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables como puede ocurrir en las intercalaciones de Lutitas y areniscas.

Los pozos verticales, tienen generalmente un diámetro externo de 16 a 24 pulgadas, con un tubo perforado de 4 a 8 pulgadas de diámetro en el interior de la perforación. En ocasiones se utilizan drenes de diámetro hasta de dos metros (Collota, 1988). El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro.

Su sistema de drenaje puede ser por bombeo, interconectando los pozos por drenes de penetración o por medio de una galería de drenaje o empleando un sistema de sifón.

El espaciamiento de los pozos depende de la estructura de las formaciones. Si aparecen juntas verticales es posible que los pozos no intercepten las presiones de agua, como sí

ocurre cuando el drenaje natural de la formación es horizontal. Debe tenerse en cuenta que es más efectivo incrementar el número de pozos que aumentar el diámetro. Los espaciamientos más comunes varían de 3 a 15 metros. La profundidad depende del espesor de la zona inestable y la estabilidad requerida. Se conoce de drenes hasta de 50 metros de profundidad (Abramson 1996).

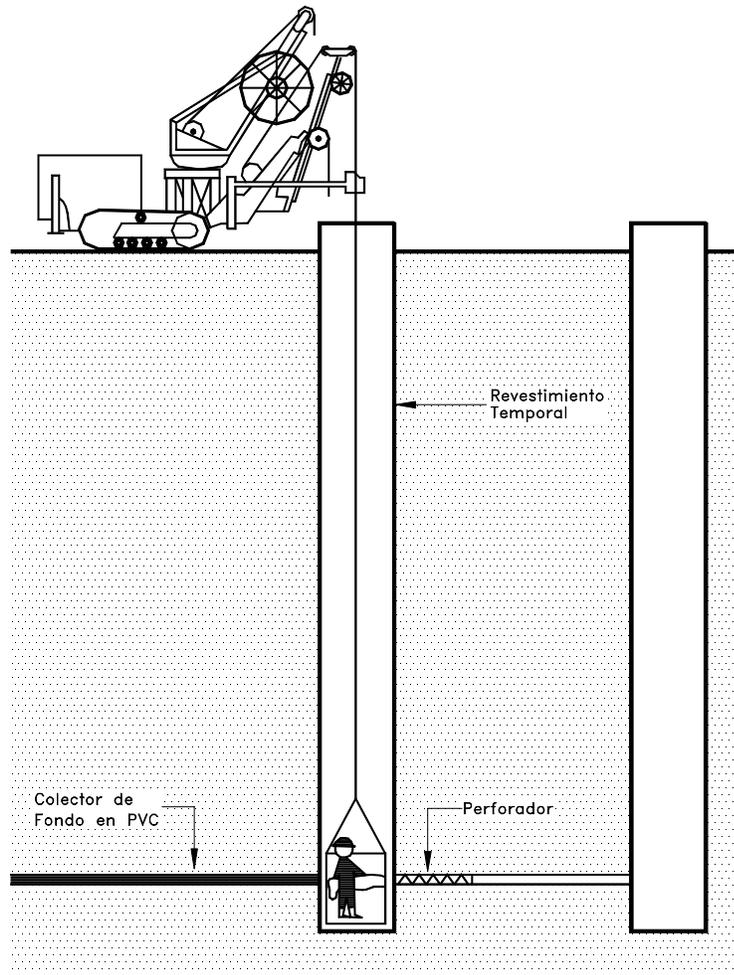


Figura 13.27 Construcción de ductos de conexión entre pozos verticales.

La utilización de grupos de pozos verticales que drenan por gravedad ha aumentado en los últimos años debido a que adicionalmente al efecto de drenaje, ayudan al control de asentamientos de consolidación en los casos de terraplenes sobre suelos blandos (Holtz, 1991). El sistema consiste en la construcción de drenes horizontales que interceptan el sector inferior de los pozos verticales. Esta tecnología ha sido utilizada con éxito en Italia (Bruce, 1992). La tecnología Rodren aplicada en Italia, consiste en pozos verticales de diámetros entre 1.5 y 2.0 metros espaciados 5 a 8 metros e interconectados

en su base por un tubo colector. Los drenes colectores se instalan mediante la perforación de drenes horizontales dentro del diámetro del pozo vertical. Este sistema de drenaje permite drenar a grandes profundidades sin la necesidad de perforar zanjas continuas y es accesible para inspección y mantenimiento. Generalmente, en el sistema de drenaje algunos pozos son utilizados para drenaje, los cuales se llenan con material filtrante y otros para inspección y mantenimiento. Beer (1992), reporta un caso en el cual se instalaron sistemas de Drenaje Rodren a profundidades de 52 metros con espaciamientos entre pozos de 15 metros.

El pozo es perforado mediante un equipo estándar para la construcción de pilas. En ocasiones se pueden requerir entibados para prevenir el derrumbe de las paredes o la colocación de una pared metálica o tubo vertical.

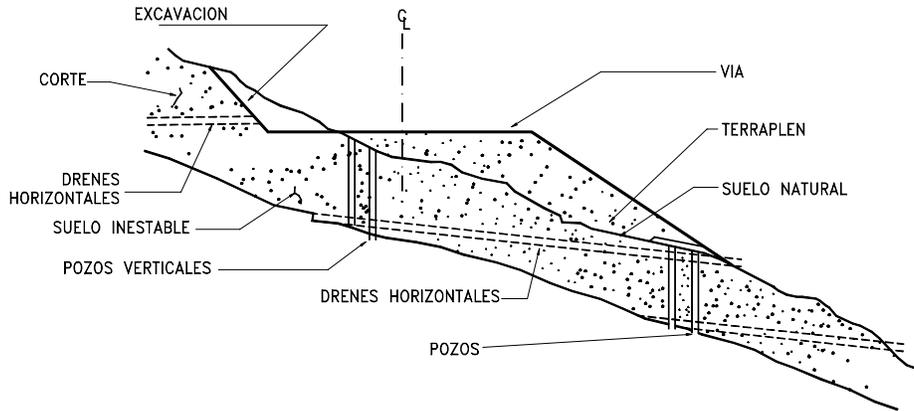


Figura 13.28 Combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales.

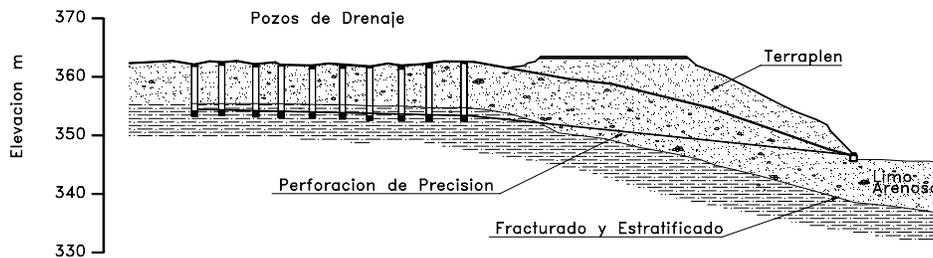


Figura 13.29 Pozos verticales conectados con ductos horizontales de PVC para drenaje (Colotta 1988).

Una tecnología similar consistente en caissons acampanados conjuntamente con drenes horizontales también ha sido utilizada (Woodward Clyde Consultants, 1994). Las excavaciones se llenan con material de filtro. En ocasiones se construyen en tal forma que las puntas de las campanas se intercepten para producir un drenaje entre campana y campana.

La utilización de drenes verticales utilizando bombeo, aunque es utilizada universalmente presenta los problemas de mantenimiento y operación del sistema de drenaje. El uso de sistemas de sifón para drenaje de los pozos verticales también ha sido utilizado pero existen dudas serias sobre su funcionalidad con el tiempo.

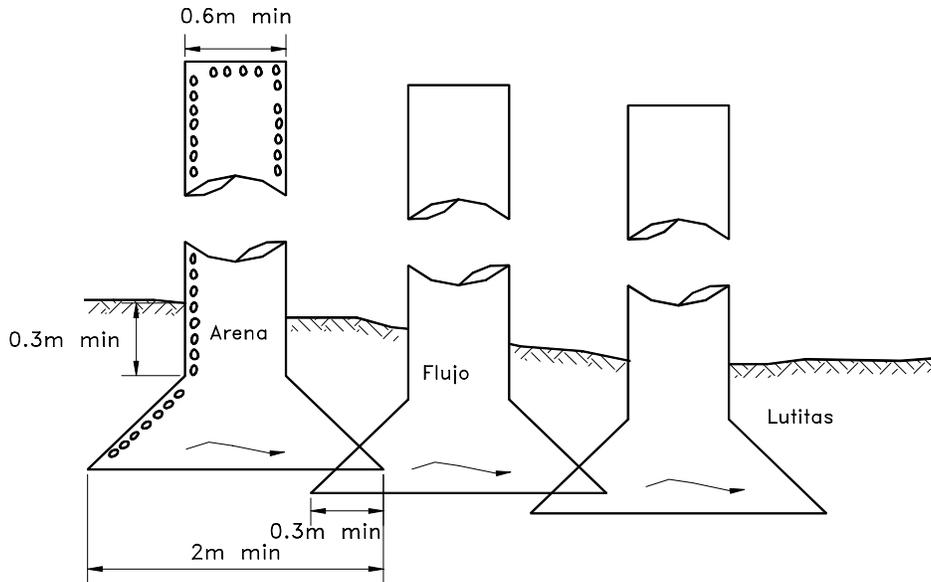


Figura 13.30 Pozos verticales acampanados que se traslapan en el pie (Colorado Department of Transportation).

13.10 SUBDRENAJE DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION

Con excepción de las paredes para sótanos que se diseñan para resistir presiones del agua, es una práctica necesaria de ingeniería construir un subdrenaje adecuado detrás de los muros (Figura 13.31). El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. Para prevenir el taponamiento debe utilizarse un material de filtro de acuerdo al tipo de suelo detrás del muro. El sistema de drenaje puede consistir en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración.

Para los casos en los cuales la pared es impermeable como sucede con los muros de concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos para impedir que se genere presión de poros exagerada detrás de la pared. Los lloraderos normalmente tienen un diámetro de 75 mm y un espaciamiento no mayor de 1.5 metros horizontalmente y un metro verticalmente. La hilera más baja de lloraderos debe estar aproximadamente a 30 centímetros por encima del pie del muro.

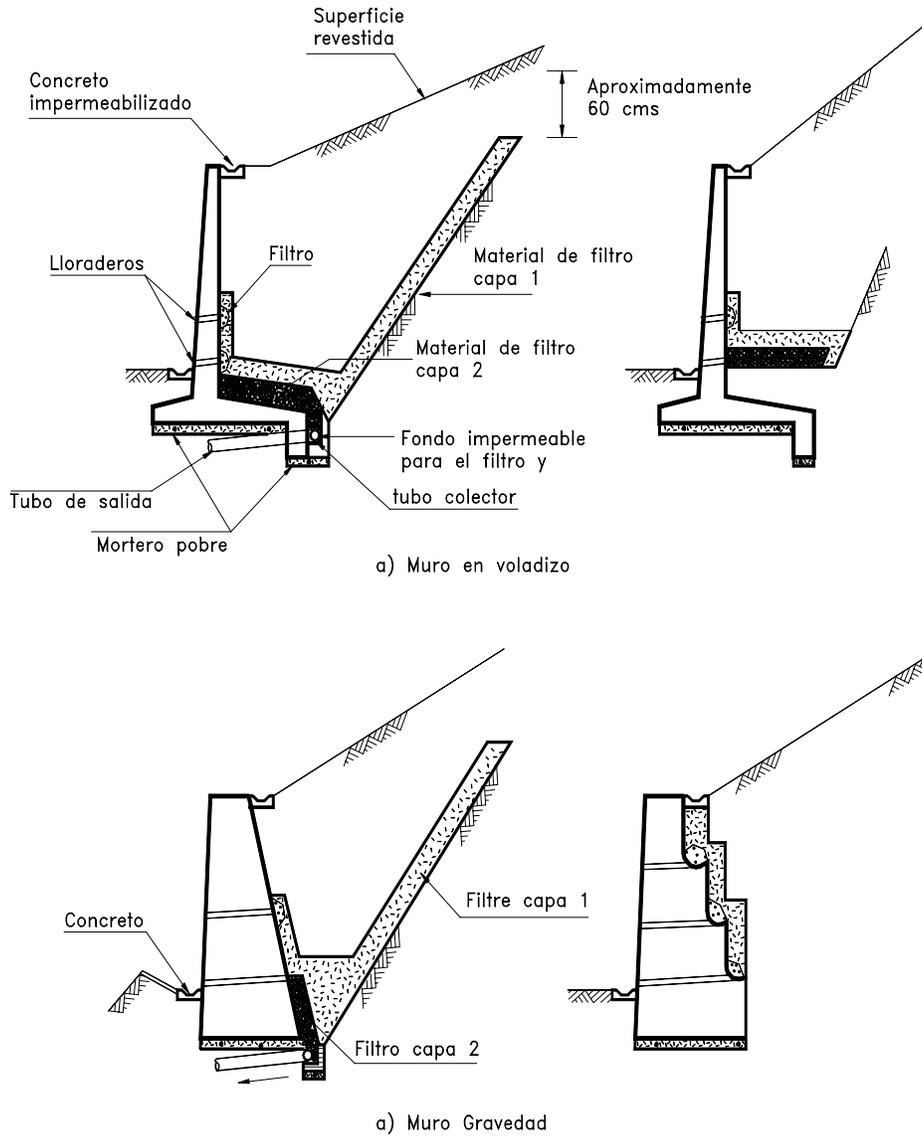


Figura 13.31 Subdrenaje de muros de contención.

La rata de flujo para el diseño del sistema debe calcularse teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo o roca que se va a drenar. Como regla general la permeabilidad del filtro debe ser al menos 100 veces la permeabilidad del suelo. Una vez calculado el caudal se debe calcular la sección de los subdrenes utilizando la ley de Darcy. Todos los sistemas de subdrenaje deben diseñarse con factores de seguridad para caudales iguales o superiores a diez, con el objeto de garantizar la efectividad del sistema en el caso de que aparezcan flujos superiores inesperados.

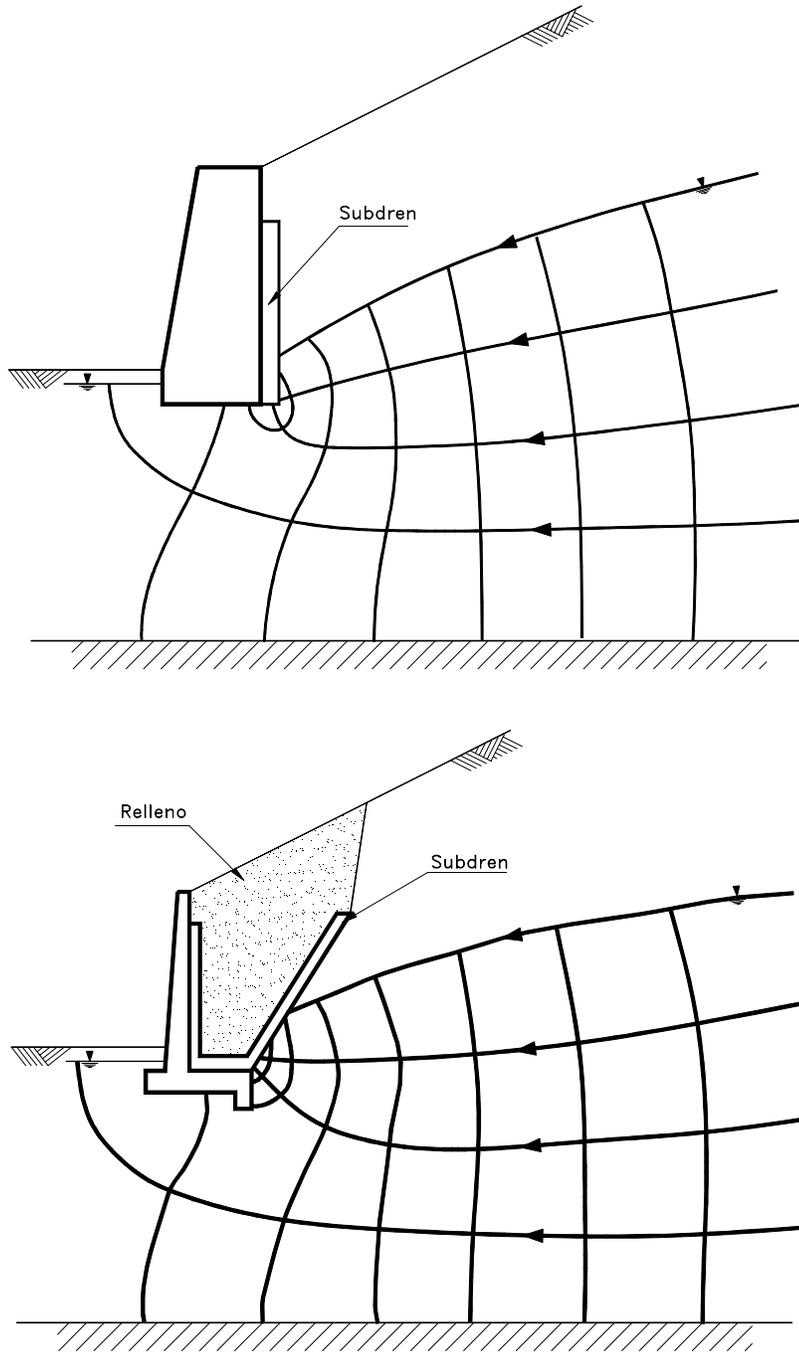


Figura 13.32 Líneas de flujo en subdrenes de muros de contención.