

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



## **PROBLEMÁTICA DEL DRENAJE DE MUROS DE CONTENCIÓN Y SU SOLUCIÓN USANDO GEOSINTÉTICOS TIPO GEOCOMPUESTOS**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**GROVER FLORES URBINA**

**LIMA - PERU**

**2007**

## ÍNDICE

<b>Resumen</b> .....	1
<b>Lista de Tablas</b> .....	3
<b>Lista de Figuras</b> .....	4
<b>Lista de Símbolos y Siglas</b> .....	7
<b>Introducción</b> .....	11
<b>Capítulo 1. Flujo del agua a través del suelo</b> .....	13
1.1 Composición del suelo.....	13
1.2 Agua en el suelo.....	14
1.3 Movimiento del agua a través del suelo.....	15
1.4 Definición de Aguas Freáticas.....	17
1.4.1 Reconocimiento del nivel freático.....	17
1.5 Aspectos generales de la ley de Darcy.....	20
1.5.1 Gradiente hidráulico.....	22
1.5.2 Velocidad de descarga y velocidad de filtración.....	23
1.5.3 Diferencia entre conductividad hidráulica y permeabilidad .....	24
1.5.4 Limitaciones de la ley de Darcy.....	25
1.6 Métodos para la determinación de la conductividad hidráulica.....	27
1.6.1 Métodos Indirectos para Determinación de K.....	27
1.6.2 Métodos Directos – Laboratorio.....	32
1.6.3 Métodos de Terreno.....	36
1.7 Red de Flujo.....	49
1.7.1 generalidades.....	49
1.7.2 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua a través del suelo .....	49
1.7.3 La sección transformada.....	56
1.7.4 Suelo no homogéneo.....	56
1.7.5 Método gráfico de la red de flujo.....	57

---

<b>Capítulo 2.</b>	<b>Influencia de presiones intersticiales sobre el muro de contención.</b>	<b>61</b>
2.1	Muro de contención.....	61
2.2	Tipos de Estructura.....	63
2.2.1	Muros masivos rígidos.....	63
2.2.2	Muros masivos Flexibles.....	64
2.2.3	Tierra Reforzada.....	66
2.2.4	Estructuras ancladas.....	67
2.2.5	Estructuras Enterradas.....	68
2.3	Designaciones.....	70
2.4	Presiones de tierra en condición de talud estable.....	71
2.4.1	Cálculo del empuje activo por el método de la cuña.....	72
2.4.2	Teoría de coulomb.....	73
2.5	Estabilidad de un muro de contención.....	79
2.5.1	Fuerzas actuantes sobre un muro de contención.....	79
2.5.2	Formas de agotamiento de los muros.....	80
2.6	Presiones intersticiales en muros de contención.....	85
2.6.1	Cálculo de los esfuerzos efectivos.....	85
2.6.2	Análisis de un terreno sumergido.....	86
2.7	Drenaje subterráneo en muros de contención.....	90
2.7.1	Concepto de drenaje subterráneo.....	90
2.7.2	Drenaje subterráneo de tierras en laderas y el subdrenaje interceptor.....	90
2.7.3	Situación permanente.....	93
2.7.4	Situación transitoria.....	96
2.7.5	Condición de filtro.....	101
<b>Capítulo 3.</b>	<b>Criterio de diseño del subdren con geocompuesto.</b>	<b>103</b>
3.1	Definición de geosintético.....	103
3.2	Geocompuesto.....	104
3.2.1	Geocompuesto de drenaje o geodrén.....	104
3.3	Geotextil.....	105

---

3.3.1	Fabricación.....	105
3.3.2	Funciones y campos de aplicación.....	108
3.3.3	Tipos de diseño.....	113
3.3.4	Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de drenaje.....	116
3.3.5	Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje.....	118
3.3.6	Propiedades de los geotextiles.....	120
3.4	Diseño de dubdrenes con la aplicación de un geodrén planar con tubería.....	125
3.4.1	Evaluación del geotextil a usar en el geodrén.....	126
3.4.2	Cálculo hidráulico del geodrén.....	130
3.4.3	Sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén.....	135
<b>Capítulo 4.</b>	<b>Análisis del modelo con la aplicación del geocompuesto.</b>	<b>137</b>
4.1	Metodología del estudio.....	137
4.2	Descripción y objetivo del modelo a utilizar.....	138
4.3	Diseño del modelo.....	139
4.4	Detalles del modelo.....	142
4.4.1.	Caso de infiltración por precipitación.....	142
4.4.2.	Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado.....	144
4.5	Accesorios a utilizar.....	145
4.6	Equipos a utilizar.....	146
4.5.1	Permeámetro de carga constante.....	146
4.5.2	Piezómetro eléctrico.....	147
4.7	Procedimientos del ensayo.....	148
4.7.1	Características de los suelos utilizados.....	148
4.7.2	Permeabilidad de los suelos utilizados.....	148
4.7.3	Procedimiento de obtención de datos del ensayo.....	149



---

<b>Capítulo 5. Interpretación de los resultados.</b>	<b>154</b>
5.1 Datos iniciales a considerarse en el ensayo.....	154
5.2 Datos obtenidos de las diferentes inclinaciones del geodren.....	156
5.2.1 Inclinación del geodren a 90° de la horizontal.....	156
5.2.2 Inclinación del geodren a 60° de la horizontal.....	161
5.2.3 Inclinación del geodren a 45° de la horizontal.....	166
5.2.4 Inclinación del geodren a 30° de la horizontal.....	171
5.2.5 Inclinación del geodren a 60° de la horizontal con filtro.....	176
5.2.6 Inclinación del geodren a 45° de la horizontal con filtro.....	181
5.2.7 Inclinación del geodren a 45° de la horizontal con filtro controlado.....	186
5.3 Cuadros de resumen de datos experimentales.....	188
5.3.1 Sin suelo de filtro.....	188
5.3.1 Con suelo de filtro.....	189
5.4 Cálculo de los caudales teóricos.....	190
5.4.1 Caso de infiltración por precipitación.....	190
5.4.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado.....	192
5.5 Superposición de curvas de datos teóricos con los experimentales... 194	
5.5.1 Caso de infiltración por precipitación.....	194
5.5.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado.....	195
5.6 Análisis del óptimo ángulo de evacuación de flujo.....	197
5.6.1 Caso de infiltración por precipitación.....	197
5.6.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado.....	199
5.7 Ajuste del término $n_f/n_d$ en el caso de infiltración por precipitación.....	202

---

5.8 Influencia de la inclinación del geodren en el empuje total sobre el muro de contención, para el caso de infiltración por precipitación.....	205
<b>Capítulo 6. Elaboración del software para el diseño.</b>	<b>210</b>
6.1 Diagrama de flujo del programa.....	210
6.2 Programa GAVER.1.....	225
6.2.1 Características.....	225
6.2.2 Suelo.....	226
6.2.3 Arena Filtro.....	228
6.2.4 Cuantificación de Flujo.....	231
6.2.5 Geotextil.....	235
6.2.6 Geonet.....	237
6.2.7 Geotubo.....	239
<b>Conclusiones.....</b>	<b>241</b>
<b>Recomendaciones.....</b>	<b>245</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>247</b>
<b>Anexo A - 1.....</b>	<b>249</b>
<b>Anexo A - 2.....</b>	<b>251</b>
<b>Anexo A - 3.....</b>	<b>260</b>
<b>Anexo A - 4.....</b>	<b>271</b>
<b>Anexo A - 5.....</b>	<b>285</b>

## RESUMEN

Esta tesis de investigación se realiza con el objetivo de determinar el sistema de drenaje en muros de contención, que me ofrezca el óptimo comportamiento y evacuación de excesos del agua contenido en los poros del relleno, mediante el uso de los geocompuestos, que son un tipo de geosintético compuestos básicamente de polímeros, que combina geotextiles (filtración y protección) y georedes (acción de drenaje y distribución de cargas), combinando las cualidades más sobresalientes de cada material.

Teniendo en cuenta que la mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, el cual ocasiona presiones intersticiales adicionales al muro. Para ello en este estudio se tiene que comprender el movimiento del agua a través del suelo, el cual es producido por dos tipos de fuerzas: el tirón hacia abajo de la gravedad y las fuerzas de la atracción entre las moléculas de agua y las partículas del suelo, teniendo en cuenta esto, Darcy expuso lo siguiente:  $Q = K \cdot i \cdot A$

Se establece que esta ley es solamente aplicable en la resolución de problemas en que el flujo de agua es laminar.

Se resolvió la ecuación hidrodinámica de Laplace cuya solución esta dado por dos familias de curvas, Líneas Equipotenciales y Líneas de Flujo, con fin de realizar el trazo de estas familias de curvas (Red de Flujo), se emplea una técnica gráfica con el cual se puede determinar tres elementos: gasto, la carga y el gradiente, en un sistema dado de condiciones de límite; no son una determinación rigurosa del flujo, sino que pueden darnos una visión del problema de flujo.

Para el análisis de las presiones totales en los muros de contención, se utiliza la teoría de Coulomb, con el cual se tomaron cuñas de suelo a diferentes planos de deslizamiento para obtener el máximo empuje total.

Para el estudio de investigación se construyeron 3 modelos y se utilizó 3 clases de suelo: SP (arena mal gradada), SP-SM (arena mal gradada y limosa), y SM (arena limosa). Se realizaron modificaciones a los modelos para poder simular dos condiciones de infiltración las cuales son: Infiltración por precipitación e Infiltración por nivel freático elevado. Para cada ensayo se tomaron diferentes ángulos de inclinación del geodrén, con el fin de obtener el óptimo ángulo de inclinación.

Obteniéndose en los ensayos la eficacia de tener un sistema de subdrenaje inclinado en comparación a uno vertical, en el sentido de eliminar las presiones intersticiales y de tener una óptima evacuación de los excesos de agua en los poros del suelo.

Además en el estudio se procedió con la elaboración de un software llamado GAVER.1. Este programa fue hecho en Visual Basic 6.0 utilizando el diseño por función, el cual Consiste en evaluar la función principal para la cual se especifica el geosintético (separación, refuerzo, drenaje, filtración ó protección) y basándose en ello, calcular los valores numéricos de la propiedad requerida.

El programa también realiza la evaluación de los diferentes criterios que debe cumplir el geosintético a utilizar.

El programa presenta 7 pestañas que corresponden a una secuencia de cálculos: Características, Suelo, Arena filtro, Cuantificación del flujo, Geotextil, Geonet y Geotubería. Para el cálculo del flujo el programa utiliza las conclusiones obtenidas en este estudio.

---

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Rangos de Permeabilidad y Conductividad Hidráulica para Sedimentos No Consolidados.....	27
Tabla 1.2 Valores del coeficiente C para el cálculo de la permeabilidad.....	28
Tabla 1.3 Coeficiente $K_1$ en función de la Porosidad n.....	29
Tabla 1.4 Valores Típicos de Tasas de Infiltración.....	40
Tabla 1.5 Valores de Porosidad Rellenable, n, según Tipo de Suelo.....	45
Tabla 1.6 Valores de Presión de Poros según Tipo de Suelo.....	45
Tabla 3.1 Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de drenajes.....	118
Tabla 3.2 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje.....	120
Tabla 3.3 Diámetro de abertura en mm de cada Número de Tamiz.....	122
Tabla 5.1 Valores de $n_f/n_d$ para el caso de infiltraciones por precipitación.....	202
Tabla 5.2 Valores promedios de $n_f/n_d$ para el caso de Infiltración por precipitación.....	204
Tabla 5.3 Empujes totales por unidad de longitud para cada ángulo de inclinación del geodrén.....	208

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Presencia del agua en el suelo.....	14
Figura 1.2	Pozo de observación fijo.....	18
Figura 1.3	Pozo de observación temporal.....	19
Figura 1.4	Piezómetro.....	20
Figura 1.7	Relación entre Tamaño Medio del Grano y la Conductividad Hidráulica.....	30
Figura 1.8	Permeámetro de Carga Constante.....	33
Figura 1.9	Permeámetro de Carga Variable.....	35
Figura 1.10	Prueba en Perforación Entubada.....	38
Figura 1.11	Prueba en Perforación No Entubada.....	39
Figura 1.12	Instalación Esquemática Laguna de Infiltración.....	41
Figura 1.13	Instalación Esquemática Infiltrómetro Doble Cilindro.....	42
Figura 1.14	Prueba de Recarga mediante Infiltrómetro.....	43
Figura 1.15	Sistema de Infiltración en Método de Porchet.....	47
Figura 1.16	Sistema de Infiltración en Método de Hvorslev.....	48
Figura 2.1	Condiciones de diseño para muros de contención.....	62
Figura 2.8	a) presión activa b) presión pasiva.....	71
Figura 2.9	Fases del calculo de estabilidad por el método de la cuña.....	73
Figura 2.10	Teoría de Coulomb.....	73
Figura 2.11	Empuje pasivo.....	77
Figura 2.12	Dirección de la fricción positiva entre el muro y el relleno.....	78
Figura 2.13	Comparaciones entre las zonas de empuje pasivo a) muro con fricción positiva b) fricción negativa.....	78
Figura 2.14	Gráfica para los cocientes de presión pasiva $K_p$ .....	79
Figura 2.15	Fuerzas actuantes sobre un muro de contención.....	80
Figura 2.16	Giro excesivo del muro.....	80
Figura 2.17	Deslizamiento del muro.....	81
Figura 2.18	Deslizamiento profundo.....	81
Figura 2.19	Deformación excesiva del alzado.....	82
Figura 2.20	Fisuración excesiva.....	82
Figura 2.21	Rotura por flexión.....	83
Figura 2.22	Rotura por esfuerzo cortante.....	83
Figura 2.23	Rotura por rasante.....	84
Figura 2.24	Rotura por fallo de solape.....	84

Figura 2.25	Esfuerzos en el terreno.....	85
Figura 2.26	Cuña de suelo para el análisis de un terreno sumergido.....	87
Figura 2.27	Flujo de agua en zona de ladera.....	90
Figura 2.28	Situación permanente.....	94
Figura 2.29	Flujo de agua en zona ladera.....	94
Figura 2.30	Flujo de agua en zona plana.....	95
Figura 2.31	Dren vertical en situación transitoria.....	97
Figura 2.32	Cuña de deslizamiento.....	98
Figura 2.34	Forma adecuada de representar los datos para diferentes $\theta$ .	99
Figura 2.35	Dren inclinado en situación transitoria.....	100
Figura 3.1	Geocompuesto de drenaje.....	104
Figura 3.2	Tipos de fibras utilizadas en la construcción de geotextiles....	106
Figura 3.3	Vista microscópica de algunos tipos de geotextiles tejidos y no tejidos.....	107
Figura 3.4	Flujo normal al plano.....	124
Figura 3.5	Flujo en el plano.....	124
Figura 3.6	Geodren planar con tubería.....	126
Figura 3.7	Paso del agua a través del sistema de filtración.....	126
Figura 3.8	Colmatación del filtro por penetración de partículas.....	129
Figura 3.9	Monogramas para el cálculo del diámetro de tubería a usar...	136
Figura 4.2	Disposición del geodren, siendo $\phi$ el ángulo de inclinación....	138
Figura 4.5	Disposición de los materiales.....	140
Figura 4.9	Imagen del modelo construido.....	141
Figura 4.10	Imagen de los 3 modelos construidos.....	142
Figura 4.11	Simulación de precipitación en el modelo.....	142
Figura 4.12	Visualización del rebose.....	143
Figura 4.13	Visualización de la abertura para la continuidad de flujo.....	143
Figura 4.14	Simulación de abatimiento del nivel freático elevado.....	144
Figura 4.15	Visualización del rebose inicial.....	144
Figura 4.16	Visualización del rebose final.....	145
Figura 4.17	Visualización de las aberturas de filtración.....	145
Figura 4.18	Accesorios del ensayo.....	146
Figura 4.19	Permeámetro de carga constante.....	146
Figura 4.20	Partes del piezómetro eléctrico.....	148
Figura 4.25	Colocación del material de filtro en la cuña.....	151



Figura 4.27	Toma de datos del volumen evacuado.....	153
Figura 5.1	Sistema de coordenadas en el modelo.....	154
Figura 5.2	Inclinación del geodrén a 90° de la horizontal.....	156
Figura 5.3	Inclinación del geodrén a 60° de la horizontal.....	161
Figura 5.4	Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal.....	166
Figura 5.5	Inclinación del geodrén a 30° de la horizontal.....	171
Figura 5.6	Inclinación del geodrén a 60° de la horizontal con filtro.....	176
Figura 5.7	Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal con filtro.....	181
Figura 5.8	Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal con filtro Controlado.....	186
Figura 5.9	Infiltración por precipitación.....	190
Figura 5.10	Red de flujo con geodrén vertical.....	190
Figura 5.11	Red de flujo con geodrén inclinado.....	191
Figura 5.12	Infiltración por abatimiento del nivel freático elevado.....	192
Figura 6.1	Cálculo de las Características.....	225
Figura 6.2	Cálculo del Suelo.....	225
Figura 6.3	Cálculo de $K_s$ por Laboratorio.....	227
Figura 6.4	Cálculo de $K_s$ por Fórmula.....	227
Figura 6.5	Cálculo de Arena Filtro.....	228
Figura 6.6	Cálculo de $K_f$ por Laboratorio.....	229
Figura 6.7	Cálculo de $K_f$ por Fórmula.....	229
Figura 6.8	Verificación del Filtro.....	230
Figura 6.9	Cálculo de Cuantificación de Flujo.....	231
Figura 6.10	Cálculo de Flujo en Situación Transitoria.....	232
Figura 6.11	Cálculo de Flujo es Situación Permanente.....	233
Figura 6.12	Cálculo de Flujo en Situación Mixta.....	234
Figura 6.13	Cálculo de Geotextil.....	235
Figura 6.14	Cálculo de Factores de Reducción para el Geotextil.....	236
Figura 6.15	Cálculo del Geonet.....	237
Figura 6.16	Cálculo de Factores de Reducción para el Geocompuesto.....	238
Figura 6.17	Cálculo del Geotubo.....	239

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- A** : Área conformada por la cara perpendicular a la entrada del caudal.
- ΔOS** : El tamaño de abertura aparente.
- a** : Ángulo entre la capa impermeable y el plano horizontal.
- 
- B** : Coeficiente que depende del tipo de suelo a filtrar, y de las condiciones del tipo del geotextil.
- b** : Ángulo entre la capa de agua después de drenar y la capa impermeable.
- 
- C<sub>U</sub>** : Coeficiente de uniformidad.
- c** : Ángulo de la napa freática inicial y el plano horizontal.
- 
- D** : Diámetro interno de la tubería ( *m* ).
- D** : Diámetro promedio de las partículas del suelo, en cm.
- D<sub>n</sub>, d<sub>n</sub>** : Diámetro efectivo por el cual pasa el n% del suelo acumulado, donde n puede ser : 10,15,30,50,60,85.
- d** : Diámetro equivalente del conjunto de todos los poros .
- 
- E<sub>a</sub>** : Reacción del trasdós del muro sobre el terreno, producido por esfuerzos activos.
- E<sub>p</sub>** : Reacción del trasdós del muro sobre el terreno, producido por esfuerzos pasivos.
- 
- F** : Reacción de la masa de suelo sobre la cuña.
- FR<sub>SCB</sub>** : Factor de reducción por colmatación y taponamiento.
- FR<sub>CR</sub>** : Factor de reducción por creep o fluencia.
- FR<sub>IN</sub>** : Factor de reducción por intrusión.
- FR<sub>CC</sub>** : Factor de reducción por colmatación química.
- FR<sub>BC</sub>** : Factor de reducción por colmatación biológica.
- FSg** : factor de seguridad global.

- g** : Aceleración de la gravedad.
- H** : Altura del muro de contención.
- H** : Altura total del muro de contención que es igual a la pérdida de carga total.
- H** : Altura del geodrén.
- Δh** : Cabeza hidráulica, que es igual a la altura del geodrén.
- i** : Gradiente hidráulico.
- $i_g$**  : Gradiente hidráulico del geocompuesto o geodrén planar.
- K** : Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad.
- $K_A, K_a$**  : Coeficiente de presión activa.
- $K_p$**  : Coeficiente de presión pasiva.
- Ke** : Coeficiente de permeabilidad de la sección transformada debido a su anisotropía.
- $K_n$**  : Coeficiente de permeabilidad (normal al tejido).
- $K_{pl}$**  : Coeficiente de permeabilidad en el plano del tejido.
- k** : Permeabilidad intrínseca o simplemente permeabilidad del suelo.
- $k_g$**  : Permeabilidad del geotextil.
- $k_s$**  : Permeabilidad del suelo.
- L** : largo del muro de contención.
- L** : Longitud del tramo de drenaje en consideración.
- m** : Masa por unidad de área ( $g/m^2$ ).
- N** : Resultante de los esfuerzos normales en la masa de suelo sobre plano de deslizamiento de la cuña.
- n** : La porosidad de la muestra.
- $n_f$**  : Número de canales de flujo.
- $n_d$**  : Número de equipotenciales.

- $O_{95}$  : Tamaño en milímetros de la abertura aparente del geotextil.
- P : Empuje total.
- POA : Porcentaje del área abierta de los geotextiles tejidos.
- $Q$  : Caudal total a evacuar ( $m^3 / seg$ ).
- q : Caudal por unidad de ancho.
- $q_d$  : La descarga del dren interceptor por unidad de ancho.
- qs : Sobrecarga repartida.
- $q_w$  : Tasa de flujo. ( $m^3 / seg - m$ ).
- $q_{w-adm}$  : Tasa de flujo admisible. ( $m^3 / seg - m$ ).
- $q_{w-ult}$  : Tasa de flujo última. (Dadas por el fabricante).
- $q_1$  : Caudal por unidad de ancho antes de instalar los drenes.
- $q_2$  : Caudal por unidad de ancho, hacia aguas debajo de la ladera, después de haber instalado los drenes.
- T : Resultado de los esfuerzos tangenciales de la masa de suelo plano de deslizamiento de la cuña.
- t : Espesor del tejido.
- U : Presión intersticial sobre el plano de deslizamiento de la cuña.
- $\mu$  ,  $\mu$  : Coeficiente de viscosidad del fluido, en (gr.seg /cm<sup>2</sup>).
- $\mu_{10}$ ,  $\mu_T$  : Son los coeficientes de viscosidad dinámica del agua a 10°C y T°C.
- u : Presión intersticial o de poros o presión del agua.
- Vs : Velocidad de descarga debido a al infiltración.
- Vr : Velocidad de filtración.
- W : Peso de la cuña de suelo.
- W : Ancho del geocompuesto. (Longitud del sistema de drenaje).

## SÍMBOLOS GRIEGOS

- $\rho$  : Densidad del fluido, en (gr/cm<sup>3</sup>).
- $\rho$  : Densidad del tejido total (g/m<sup>3</sup>).
- $\phi(x, z)$  : Líneas equipotenciales.
- $\psi(x, z)$  : Líneas de flujo o de corriente.
- $\delta$  : Ángulo de rozamiento entre muro y terreno.
- $\bar{\delta}_w$  : Ángulo de fricción del muro efectivo.
- $\phi$  : Ángulo de rozamiento interno del terreno.
- $\phi$  : Ángulo que forma el geodrén con la horizontal (usado en el programa).
- $\beta$  : Ángulo de inclinación que forma la horizontal con la superficie del relleno de suelo.
- $\sigma$  : Esfuerzo total.
- $\bar{\sigma}$  : Esfuerzo efectivo.
- $\sigma_n$  : Esfuerzo normal máximo. (KPa).
- $\gamma$  : Peso específico en la zona seca.
- $\gamma_t$  : Peso específico total en la zona saturada.
- $\gamma_w$  : Peso específico del agua.
- $\bar{\phi}$  : Ángulo de fricción de esfuerzos efectivos.
- $\theta$  : Ángulo del plano de deslizamiento con la horizontal.
- $\theta$  : Transmisividad (m<sup>2</sup>/seg).
- $\theta_g$  : Ángulo que forma la horizontal con el geocompuesto o geodrén planar.
- $\psi$  : Permitividad (seg<sup>-1</sup>).
- $\Psi_{adm}$  : Permitividad admisible.
- $\Psi_{ult}$  : Permitividad última, entregada por el fabricante.

## INTRODUCCIÓN

Las obras viales en el mundo, son una actividad en la industria de la construcción; que se mantienen constante y en pleno crecimiento. Nuestro país no se queda atrás; también viene ejecutando un ambicioso Plan de Desarrollo Vial, para unir ciudades y pueblos.

En la construcción de vías férreas o de carreteras, se ejecutan obras de corte y relleno. Entonces, cobra una vital importancia el uso de los muros de retención en la ingeniería civil, que se elaboran para contener tierra (llamada relleno), confinada a un espacio sin que esta se derrumbe. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

Cuando el agua de riego y el agua de lluvia, que se distribuye sobre el terreno, parte del agua que se infiltra en el suelo quedará almacenada en los poros. Si tenemos agua tras el muro de retención, estas aguas generarán una presión sobre el mismo; que representa la principal causa de falla del muro de contención. Una de las alternativas de solución, es el uso de un sistema de subdrenaje; sin drenaje, el muro tiene que ser mucho más fuerte y su costo más elevado, siendo el geocompuesto - geosintéticos uno de los materiales que ofrece más ventajas para solucionar el problema del subdrenaje.

En el primer capítulo, se explica la presencia del agua en el suelo y su movimiento a través de este. El reconocimiento del nivel freático, las formas de obtención de la permeabilidad del suelo y las ecuaciones hidrodinámicas del flujo del agua (redes de flujo).

En el capítulo segundo, se definen los diferentes tipos de muros de contención y sus ventajas; además se analiza la estabilidad del muro, el cálculo de los empujes totales sobre estos, la presencia de presiones intersticiales, sistemas de subdrenajes y el cálculo de caudales evacuados por estos sistemas.

En el capítulo tercero, se implementa el uso del geocompuesto - geosintéticos como sistema de subdrenaje, las características de los materiales que lo componen, el diseño del geodrén y los diferentes criterios de evaluación del geodrén.

Para el lector que tenga conocimientos básicos sobre el siguiente tema, podría obviar los tres primeros capítulos, los cuales son una recopilación teórica de los efectos y causas de la infiltración en suelos de relleno de los muros de contención; y enfocaría más su mirada en los siguientes capítulos, que describen la investigación de este estudio.

En el capítulo cuarto, se procede con el diseño del modelo a utilizar en la investigación, con la aplicación del geodrén como sistema de subdrenaje; y los diferentes procedimientos del ensayo realizado.

En el capítulo quinto, se analiza los resultados obtenidos en los diferentes ensayos realizados; además se evalúan los resultados teóricos y experimentales del ensayo; y la obtención de la mejor disposición del geodrén en el trasdós del muro.

En el capítulo sexto, se procede con la elaboración de un software para el diseño del sistema de subdrenaje en el muro de contención, con la aplicación del geodrén, el diagrama de flujo del programa y el procedimiento del uso del mismo.



## 1. FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DEL SUELO

### 1.1 Composición del suelo

Los suelos se originan de la descomposición de la roca de fondo y de los materiales orgánicos, estos materiales de suelo están formados por 4 componentes importantes: minerales, materia orgánica, agua y gases. La roca de fondo se descompone por la acción atmosférica en los minerales; tales como la calcita, dolomita o cuarzo etc.

El material de suelo pudo haber derivado de la roca de fondo subyacente, o pudo haber llegado allí por los glaciales, las corrientes, o el viento. Las partículas de minerales se combinan con la materia orgánica de la descomposición de tejidos finos de plantas y animales para formar suelos.

Las varias combinaciones de minerales y de materia orgánica producen diversos tipos de suelos, que se extienden desde las arcillas densas impermeables, hasta las arenas flojas gravosas; por tal motivo, la combinación de estos materiales determina la permeabilidad del suelo.

Puede contener los minerales disueltos derivados de la atmósfera, así como los pesticidas solubles, los fertilizantes y otro producto químico utilizado o depositado en de la superficie de la tierra.

Cuando los suelos no se saturan con agua, entonces los poros también contienen una mezcla de gases, incluyendo el nitrógeno, oxígeno, bióxido de carbono (como el aire normal) y tipos más exóticos, tales como sulfuro de metano y de hidrógeno. Los gases del suelo son producidos y asimilados por los organismos del suelo, las raíces de la planta y se intercambian por los gases de la atmósfera. Sin el intercambio adecuado de gases en poros del suelo, el crecimiento de la cosecha no puede ocurrir; porque el oxígeno necesitado por las raíces de la planta rápidamente se agotaría. El manejo del agua en suelo, se dirige a proporcionar la suficiente agua para las plantas sin producir las condiciones de exceso del agua.

## 1.2 Agua en el suelo

Cuando la precipitación o la irrigación mojan el suelo, cierta cantidad se conserva temporalmente en los poros del suelo y el resto se infiltra gradualmente hacia abajo. La cantidad conservada en el suelo superior depende de la cantidad de materia orgánica, el tamaño, la forma y el arreglo de partículas del mineral. Generalmente la materia cuanto más orgánica es, el suelo podrá absorber y retener más cantidad de agua. Las partículas minerales afectan la retención del agua, por su condición del tamaño y el número de los poros donde el agua puede ser sostenida. En suelos con las partículas grandes de forma irregular como la arena, los poros grandes permanecen entre los granos de la arena. Las partículas de la arcilla; por el contrario, caben juntas más compactas, de modo que los poros sean más pequeños pero más numerosos. La porosidad de un suelo se define por el volumen de los poros como porcentaje del volumen total de suelo. Los suelos arenosos tienen porosidades que se extienden a partir del 30% a 40%, comparados con 40% a 60% para las arcillas. La porosidad proporciona una medida de la cantidad de agua que cada suelo puede conservar. Solamente una fracción pequeña del agua que entra en el suelo, permanece en la zona de la raíz por un período prolongado para ser tomado por las plantas, el resto se infiltra gradualmente hacia abajo para formar parte del flujo del agua subterránea (Figura 1.1).

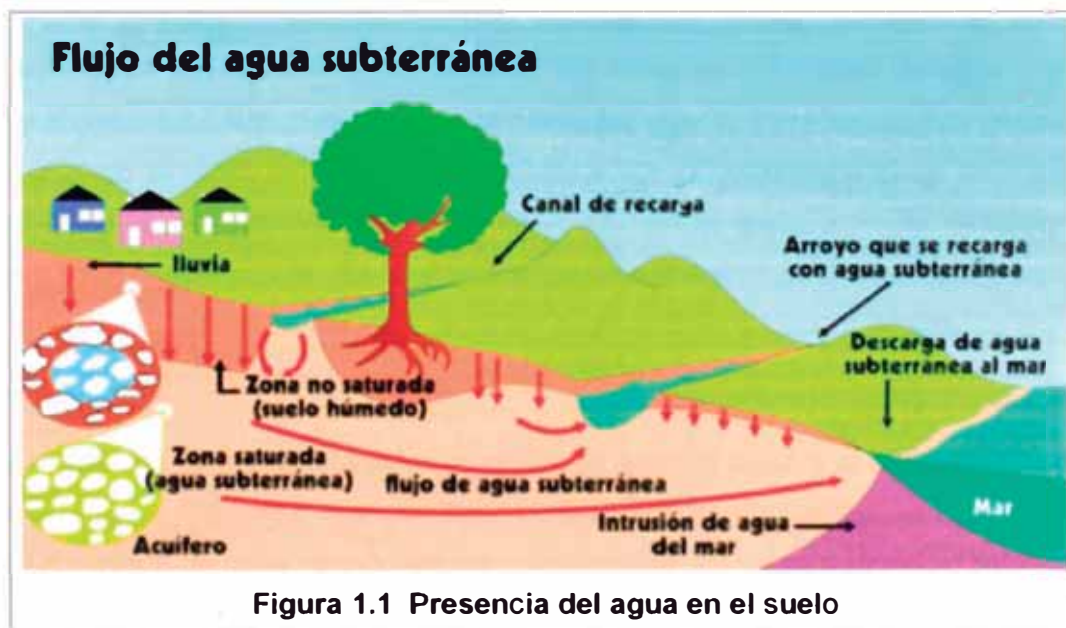


Figura 1.1 Presencia del agua en el suelo

Fuente: [www.educasitios.educ.ar](http://www.educasitios.educ.ar)

En esta etapa se observa otra característica del suelo; la permeabilidad, también llamada conductividad hidráulica; definida como la capacidad que tiene el suelo para permitir que un fluido lo atravesase sin alterar su estructura interna. Aunque los suelos de la arcilla tienen porosidad más alta y pueden sostener más agua que suelos arenosos, la permeabilidad es más baja porque sus poros que son más pequeños conducen el agua en índices de corriente más bajos. El drenaje de campos con suelos arcillosos; por lo tanto, es lento comparado con drenaje en localizaciones más arenosas. El movimiento del agua subterránea a un pozo también es mucho más lento a través de una arcilla que una arena, debido a una retención más apretada del agua en poros más pequeños. La mayoría de los suelos son una combinación de la arena, lúgamo y arcilla. Y los porcentajes de los tamaños de partícula determinan la cantidad de agua llevada a través de los poros del suelo además la cantidad y el índice de la filtración a mayores profundidades. Un suelo de la arcilla puede ser inadecuado para las cosechas; porque el drenaje es demasiado lento, mientras que un suelo arenoso puede requerir de una irrigación masiva, ya que el agua se infiltra rápidamente y no permanece en la zona de la raíz donde es requerida por las plantas.

### **1.3 Movimiento del agua a través del suelo**

El agua del suelo fluye generalmente hacia abajo a profundidades más profundas y de áreas más mojadas; este movimiento del agua a través del suelo ocurre en respuesta a dos tipos de fuerzas: (1) el tirón hacia abajo de la gravedad y (2) las fuerzas de la atracción entre las moléculas de agua y las partículas del suelo, mientras que la gravedad tira de todos los objetos hacia el centro de la tierra; también tira de las moléculas de agua hacia abajo del suelo. Esto es la causa primaria del agua que drena hacia abajo, a través de suelo a las aguas subterráneas. En suelos arcillosos las fuerzas de la atracción entre el suelo y las moléculas de agua también desempeñan un papel dominante en la determinación del movimiento del agua a través suelo.

Las fuerzas intermoleculares de la atracción entre el suelo y el agua se llaman: las Fuerzas Capilares, que son determinadas por las características del suelo y el contenido de agua; siendo las más significativas en poros pequeños, debido a la mayor área superficial para la interacción entre el suelo y las moléculas de agua. Estas fuerzas intermoleculares actúan generalmente en la oposición a la

gravidad, produciendo el efecto neto de sostener el agua en poros del suelo. Sin embargo, estas fuerzas también hacen el movimiento del agua de zonas mojadas del suelo a zonas secas, en cualquier dirección debido a la atracción fuerte entre las moléculas de agua y las superficies secas del suelo. Por ejemplo Cuando la evaporación seca los suelos superficiales, se aprecia movimientos hacia arriba en dirección de los poros secos. Semejantemente, el agua se mueve horizontalmente para humedecer suelos a lo largo de los bordes de las zanjas de drenaje, de los surcos.

Las fuerzas de la atracción entre las moléculas de agua y las partículas del suelo son ilustradas en el laboratorio por el movimiento del agua hacia arriba en los tubos capilares de cristal. Cuando más estrecho es el tubo, más arriba el agua se levantará debido al área superficial. Este ejemplo del laboratorio proporciona un buen modelo de la acción capilar en suelos, porque la molécula más común de minerales del suelo es silicato, similar a las moléculas del silicato de los tubos capilares de cristal.

Debido a estas mismas fuerzas del tubo capilar, los espacios de poro pequeños en suelos sostienen el agua más firmemente que los poros más grandes, afectando el drenaje y la toma de la planta. El agua drena más rápidamente de los poros más grandes, haciéndolos llenar de aire sobre todo; mientras que, poros más pequeños todavía contienen el agua. La mezcla de los tamaños del poro en la mayoría de los suelos; por lo tanto ayuda a proveer de las plantas un depósito del agua y las áreas para el intercambio gaseoso. Las raíces de la planta absorben el agua de los poros del suelo, extrayéndola primero de los poros más grandes donde se sostiene más libremente. Las plantas se marchitan cuando la demanda por la planta no puede superar la atracción de las moléculas del agua y la superficie, aunque los suelos arcillosos sostienen más agua que los arenosos; también la sostienen más firmemente en poros más pequeños, de modo que no es tomada muy fácilmente por las plantas. Por estas razones, los suelos arenosos requieren una irrigación más frecuente de cantidades comparativamente pequeñas de agua, mientras que los suelos de la arcilla se irrigan generalmente con cantidades más grandes en intervalos más largos. La irrigación con respecto al tipo específico del suelo puede asegurarse de que la suficiente agua está proporcionada a las necesidades de la planta de la reunión

sin la lixiviación excesiva de los alimentos, de los fertilizantes o de los pesticidas del suelo.

#### **1.4 Definición de Aguas Freáticas**

Sabiendo que la masa de suelo está constituida por una parte de material sólido, otra parte por líquidos y otra parte por gases. Pero si empezamos a bajar de la superficie de la tierra, empezamos a ver que cada vez va a haber mayor contenido de agua, hasta el punto que el contenido de aire es totalmente ocupado por el agua; en este punto donde hallamos solo parte sólida y parte de agua, la llamamos Nivel Freático.

Las aguas Freáticas, son entonces las aguas que encontramos cuando el suelo esta saturado y se encuentran por debajo de este nivel freático.

##### **1.4.1 Reconocimiento del nivel freático**

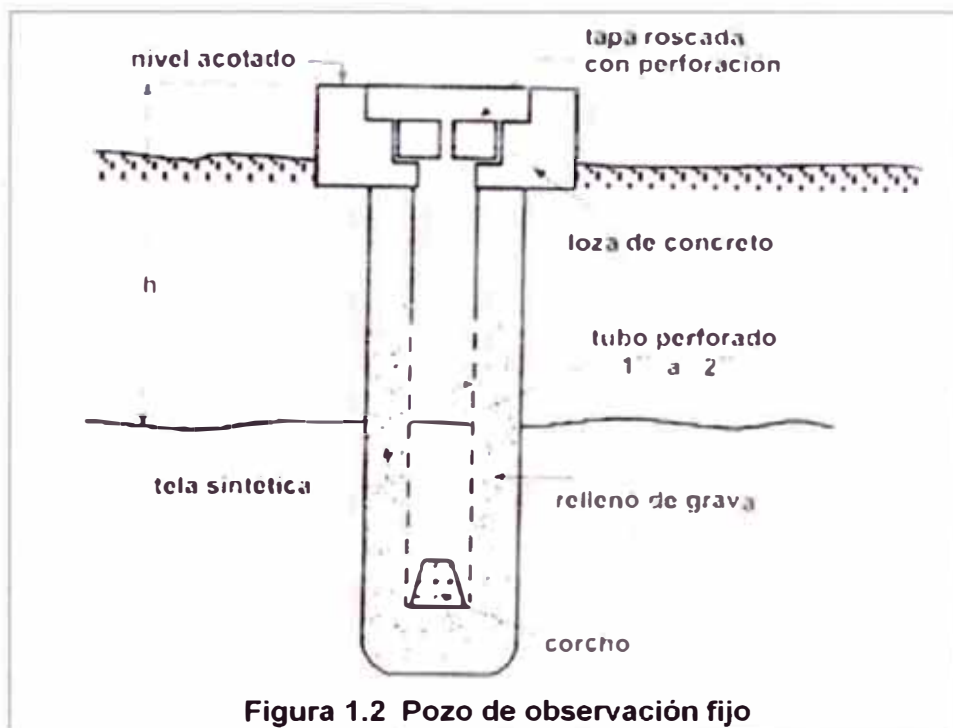
Este nivel freático es muy variable y encontramos que en el verano cuando el calor se hace más intenso el nivel freático baja, por el proceso de evaporación que genera el calor en el verano. Así también, encontramos que el nivel freático en el tiempo de lluvia sube, y puede llegar hasta niveles muy altos; es decir, a muy poca profundidad el sitio donde empiezan las aguas freáticas, pudiendo ser un factor importante en la construcción al modificar los suelos en los que construimos. Entre las maneras de determinar el nivel freático en campo tenemos:

###### **1.4.1.1 Pozos de observación**

En el campo, podemos conocer el nivel del agua freática mediante la utilización de pozos de observación en acuíferos libres con las siguientes propiedades:

- Estos pozos son colocados en un área la cual nos permita conocer la fluctuación del nivel freático.
- Son generalmente entubados con el motivo de evitar el desmoronamiento, en el caso que se quiera mantener en un periodo largo.

- El material mas utilizado es el pvc, debido a que es de mas fácil manejo, peso bajo y durabilidad en condiciones de humedad.
- Los diámetros pueden ser de  $\frac{3}{4}$ " a 2", dependiendo de la profundidad de la instalación.
- La profundidad de la instalación debe cubrir la fluctuación del nivel freático generalmente 2.5 m.
- Las perforaciones que debe tener el tubo son de 1 a 3 mm de diámetro y a una distancia de 5 cm. entre ellos en forma alternada.
- Para evitar la obstrucción en la parte inferior se debe colocar un tapón o corcho y estar cubierto por yute.
- Para evitar el robo se debe construir una base de concreto que sobresalga unos 20 a 30 cm. en el caso que se quiera mantener fija la tubería.
- El tapón debe tener un agujero, con el fin de darle ventilación.



Fuente: Lambe (2001)

Para el caso de conocer el nivel freático sin necesidad que el pozo de observación se encuentre fijo, se puede determinar abriendo un hueco en la tierra de tal manera que podamos ver dentro (50 x 50 centímetros) y esperar que el nivel del agua se estabilice. De esta forma podemos después de una hora más



o menos, que el nivel donde tenemos el agua será el nivel freático. Esto también lo podemos saber en el laboratorio, después de sacar una muestra de Suelo; el cual lo podemos extraer con un cilindro, el que hincamos en la tierra, y damos un giro para poder cortar abajo; de donde se extrae un cilindro de tierra, el que podemos analizar y saber el punto donde el suelo esta saturado. De esta forma, midiendo la distancia de la superficie de la tierra al punto donde el suelo esta saturado, hallamos el Nivel Freático.

El punto donde el suelo esta saturado de agua, se puede hallar por medio del ensayo de Contenido de Humedad, que nos permite saber el porcentaje de agua que hay en los vacíos del suelo, y cuando este porcentaje sea el 100%, querrá decir que este suelo está saturado, encontrándose dentro de las aguas freáticas.



Figura 1.3 Pozo de observación temporal

#### 1.4.1.2 Piezómetro

Los piezómetros se utilizan para medir la presión (nivel) del agua subterránea. En la mayoría de las aplicaciones geotécnicas, los piezómetros se instalan en perforaciones para medir las presiones de agua existentes y también el aumento o disminución de la presión, debido a factores naturales.

En geotécnica generalmente se usan dos tipos de piezómetros. Primero, existe un piezómetro de tubo abierto en el cual el nivel del agua se mide desde la superficie con un indicador de profundidad.

Para operaciones mas exactas y confiables se utilizan piezómetros de cuerda vibrante. El piezómetro de cuerda vibrante mide la presión del agua,



monitoreando los cambios en la frecuencia de una cuerda vibrante instalada entre el cuerpo del instrumento y una membrana.

La presión del agua o cambios en la presión es proporcional al cambio en la frecuencia de la cuerda vibrante. Los piezómetros de cuerda vibrante son necesarios si se requiere de un monitoreo con medición y grabación de presión de un tramo específico del instrumento.

Se utilizan por este motivo materiales hidrocópicos para aislar el tramo, en el cual el piezómetro se instala para evitar contactos con aguas de otros planos o simplemente agua que podría entrar desde la superficie. Las mediciones se pueden realizar en forma remota con un sistema automático de recolección de datos.

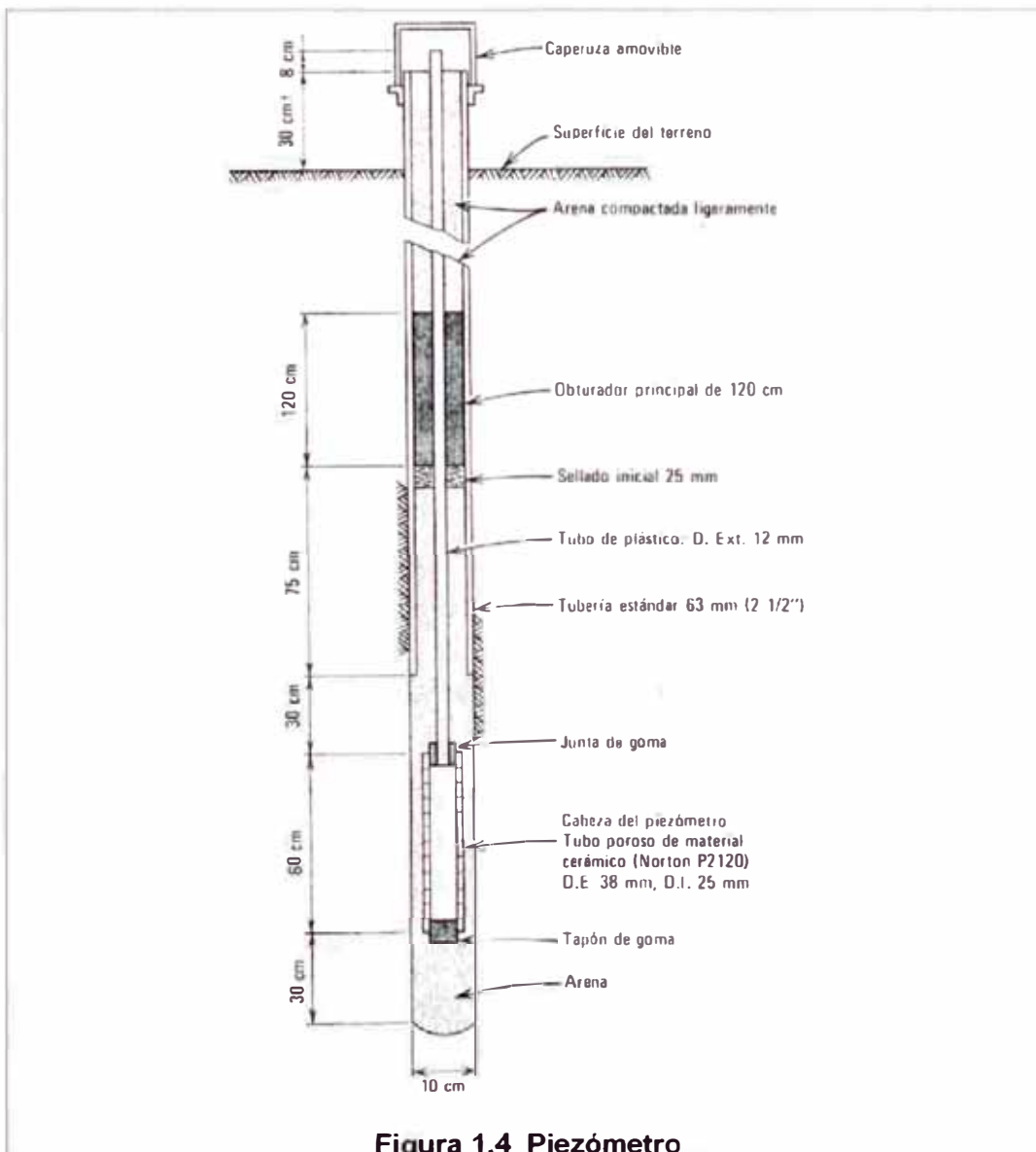


Figura 1.4 Piezómetro

Fuente: Lambe (2001)

### 1.5 Aspectos generales de la ley de Darcy

En la segunda mitad del siglo 19, un ingeniero francés, Henry Darcy, desarrolló el estudio del movimiento del agua a través de un medio poroso. En este estudio se analizó el movimiento de agua a través de lechos de arena, usados para la filtración de agua potable para la ciudad de Dijon. Darcy encontró que la tasa o velocidad a la cual el agua fluye a través del medio poroso, es directamente proporcional a la diferencia de altura entre los dos extremos del lecho filtrante e inversamente proporcional a la longitud del lecho.

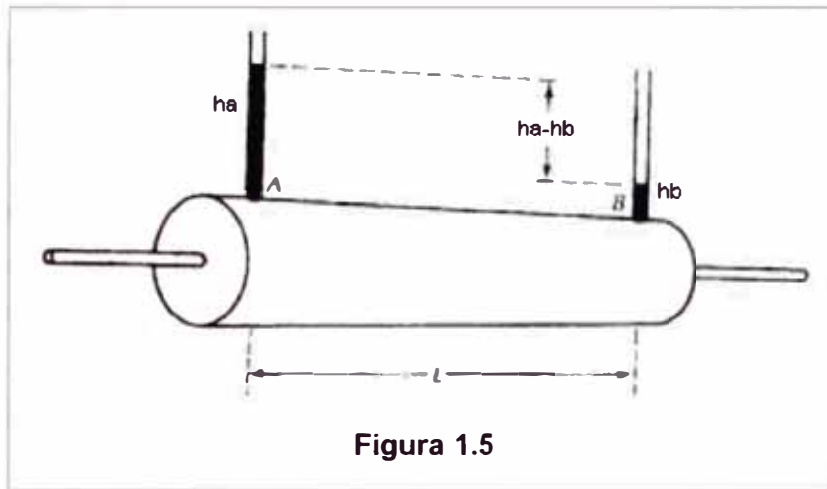


Figura 1.5

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

La Figura 1.5 muestra una tubería horizontal llena con arena, en la cual se aplica agua mediante presión a través del extremo A, la que fluye y se descarga a través del extremo B. La presión observada en cada extremo de la tubería (o en alguna posición intermedia) puede ser medida mediante un tubo vertical de pequeño diámetro (piezómetro). Darcy encontró experimentalmente que la descarga  $Q$  es directamente proporcional a la diferencia en la altura de aguas entre los piezómetros A y B, e inversamente proporcional a la longitud de la tubería,  $L$ .

$$Q \propto h_a - h_b \quad \text{y} \quad Q \propto 1/L$$

El flujo es también proporcional al área perpendicular al escurrimiento,  $A$ , por lo cual al combinar todos estos elementos podemos escribir:

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{(h_a - h_b)}{L} \quad (1.1)$$

Donde K es la constante de proporcionalidad y se denomina conductividad hidráulica o permeabilidad. Esta expresión puede ser expresada en términos generales como:

$$Q = -K \cdot A \cdot \left( \frac{dh}{dl} \right) \quad (1.2)$$

Donde dh/dl es conocido como el gradiente hidráulico. La cantidad dh representa el cambio en cota piezométrica entre dos puntos situados muy cercanos, y dl es una distancia muy pequeña. El signo negativo indica que el flujo es en la dirección de cota piezométrica decreciente.

### 1.5.1 Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico se define como el cociente entre la diferencia de cargas entre dos puntos o diferencia piezométrica ( $h_a - h_b$ ) y la distancia media a lo largo de la línea de corriente (L) entre esos dos puntos, el gradiente es adimensional:

$$i = \frac{(h_a - h_b)}{L} \quad (1.3)$$

Tener en cuenta que el gradiente hidráulico (i) es diferente con el valor de la pendiente (S), como se puede ilustrar en la Figura 1.6:

$$S = \frac{(h_a - h_b)}{L'} \quad (1.4)$$

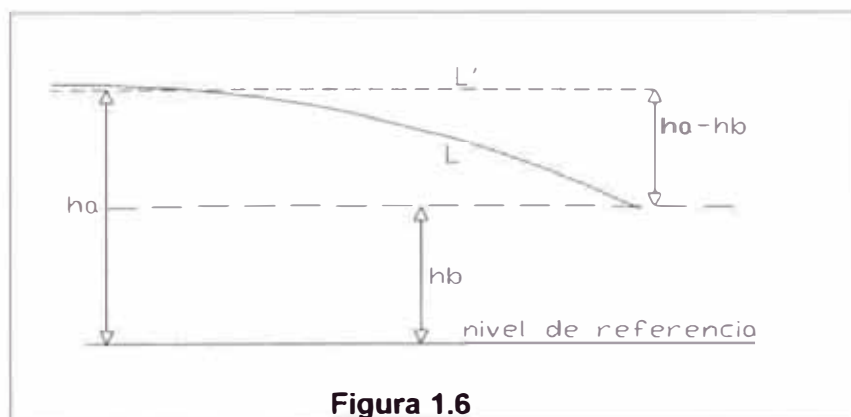


Figura 1.6

### 1.5.2 Velocidad de descarga y velocidad de filtración

Considerando la velocidad a la que una gota de agua se mueve al filtrarse a través de un suelo, se puede comprender el flujo de un fluido. Sabemos que en cualquier conducto por el que circula un fluido se cumple que:

Caudal = Sección x Velocidad

Si aplicamos esta consideración al cilindro del permeámetro de Darcy, y calculamos la velocidad a partir del caudal y de la sección que son conocidos, obtendremos una velocidad denominada “velocidad de descarga”. A esa velocidad de descarga (la que llevaría el agua si circulara por toda la sección del medio poroso) también se denomina “velocidad Darcy” o “velocidad de flujo”:

Velocidad de descarga = Caudal / Sección total

Esta velocidad es numéricamente igual a:

$$\text{Velocidad de descarga} = V_s = Q/A = K \cdot i \quad (1.5)$$

Puesto que el agua no circula por toda la sección del permeámetro, sino solamente por una pequeña parte de ella; debe tenerse en cuenta que la velocidad del flujo en cada uno de los poros del suelo excede a la velocidad de descarga, en realidad es la velocidad que tendría el agua al fluir a través de la columna de flujo dada, poco obstruida por las partículas sólidas. A esta velocidad se denomina “velocidad de filtración”; la cual es numéricamente igual a:

$$\text{Velocidad de filtración} = V_r = V_s/\eta \quad (1.6)$$

Donde  $\eta$  es la porosidad del suelo

Aunque la velocidad de descarga y la velocidad de filtración son magnitudes ficticias, ambas sirven para calcular el tiempo necesario en que el agua recorra una cierta distancia en el suelo.

### 1.5.3 Diferencia entre conductividad hidráulica y permeabilidad

Teniendo en cuenta la Figura 1.5, el caudal  $Q$  se puede expresar con la ecuación de Hagen – Poiseuille para un régimen laminar (Número de Reynolds oscila entre 1 a 12, ver Subíndice 1.5.4); suponiendo que el agua circula a través de una tubería cuya sección es igual a la sección real constituida por el conjunto de los poros.

$$Q = \frac{\pi \cdot d^4}{128} \cdot \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot i \quad (1.7)$$

Donde:

$d$  = diámetro equivalente del conjunto de todos los poros

$\rho$  = densidad del líquido

$g$  = aceleración de la gravedad

$\mu$  = viscosidad dinámica del líquido

$i$  = gradiente hidráulico

La sección real es:  $Ar = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$

Teniendo en cuenta que:  $Ar = A \cdot \eta$

Donde  $A$  es la sección transversal total de la tubería y  $\eta$  es la porosidad del suelo.

Sustituyendo se obtiene:

$$Q = \frac{A \cdot \eta \cdot d^2}{32} \cdot \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot i \quad (1.8)$$

La velocidad de descarga es:

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{\eta \cdot d^2}{32} \cdot \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot i \quad (1.9)$$

$V_s = Q/A = K \cdot i$

Igualando estos dos términos tenemos:

$$K = \frac{\eta \cdot d^2}{32} \cdot \frac{\rho \cdot g}{\mu} \quad (1.10)$$

En la expresión (1.10) se tienen dos partes que intervienen en el primera parte, tenemos a  $\frac{\eta \cdot d^2}{32}$  en la cual figuran los factores que dependen del suelo y en la segunda parte tenemos  $\frac{\rho \cdot g}{\mu}$ , en ésta están los factores que dependen del líquido.

Esta expresión  $\frac{\eta \cdot d^2}{32}$  se puede expresar con la letra "k", la cual se denomina "permeabilidad intrínseca" o simplemente permeabilidad del suelo mientras "K" es la "conductividad hidráulica", entonces este valor tiene la forma siguiente:

$$K = k \cdot \frac{\rho \cdot g}{\mu} \quad (1.11)$$

Esta cuestión es fundamental en geología del petróleo, donde se estudian fluidos de diferentes características. En el caso del agua, la salinidad apenas hace variar el peso específico y la viscosidad. Solamente habría que considerar la variación de la viscosidad con la temperatura, que se duplica entre 5 y 35 ° C; con lo que se duplicaría la permeabilidad de Darcy y también el caudal circulante por la sección considerada del medio poroso. Afortunadamente, las aguas subterráneas presentan mínimas diferencias de temperatura a lo largo del año en un mismo acuífero.

Por tanto, aunque sabemos que K depende tanto del medio como del propio fluido, como la parte que depende del fluido normalmente es despreciable, para las aguas subterráneas a efectos prácticos asumimos que la K de Darcy, o conductividad hidráulica es una característica del medio poroso.

#### 1.5.4 Limitaciones de la ley de Darcy

Según las investigaciones hechas por Darcy, su ley se basa en relaciones que encontró experimentalmente, en la que descarga Q es directamente proporcional a la gradiente hidráulica, con lo cual demuestra la relación lineal de la velocidad de descarga y la gradiente hidráulica a través de un medio poroso. También se establece que esta ley es solamente aplicable en la resolución de problemas en que el flujo de agua sea laminar. En 1883 Reynolds concluyó que la naturaleza de un flujo depende de su velocidad; entonces determina la existencia de la velocidad crítica, para lo cual a valores de velocidades menores que este, el flujo resulta laminar.

Reynolds propuso para un flujo dado, una relación adimensional entre la fuerza de inercia y la fuerza viscosa, que se conoce precisamente como el “número de Reynolds”. Dicha relación es:

$$R = \frac{V_s \cdot D \cdot \rho}{\mu} \quad (1.12)$$

Donde:

$V_s$ = velocidad de descarga, en cm/seg.

$D$ = diámetro promedio de las partículas del suelo, en cm.

$\rho$  = densidad del fluido, en gr/ cm<sup>3</sup>

$\mu$  = coeficiente de viscosidad del fluido, en gr.seg /cm<sup>2</sup>

De las investigaciones realizadas, se determina un valor límite del Número de Reynolds para el que un flujo cambie de laminar a turbulento, este valor límite oscila entre 1 a 12 y se puede establecer que el diámetro máximo de las partículas de suelo para asegurar un flujo laminar está entre 0.4 a 0.5 mm, que corresponde a una arena gruesa y así de esta manera queda asegurada la validez de la Ley de Darcy.

En algunas circunstancias, la relación entre el caudal y el gradiente hidráulico no es lineal; esto puede suceder cuando el valor de  $K$  es muy bajo o cuando las velocidades del flujo son muy altas.

En el primer caso, por ejemplo, calculando el flujo a través de una formación arcillosa, el caudal que obtendríamos aplicando la Ley de Darcy sería bajísimo; pero en la realidad, si no se aplican unos gradientes muy elevados, el agua no llega a circular, el caudal es 0. En el segundo caso, si el agua circula a gran velocidad, el caudal es directamente proporcional a la sección y al gradiente, pero no linealmente proporcional, sino que la función sería potencial:

$$Q \propto \left( \frac{dh}{dl} \right)^n \quad (1.13)$$

Donde el exponente  $n$  es distinto de 1.

En el flujo subterráneo las velocidades son muy lentas y prácticamente siempre la relación es lineal, salvo en las proximidades de captaciones bombeando en ciertas condiciones.



## 1.6 Métodos para la determinación de la conductividad hidráulica

### 1.6.1 Métodos Indirectos para Determinación de K

Sedimentos de grano grueso y no consolidado son los mejores productores de agua subterránea que existen en la naturaleza. Asimismo, arcillas son a menudo utilizadas en aplicaciones de ingeniería, debido a su reducida permeabilidad intrínseca. Rangos típicos de permeabilidad intrínseca y conductividad hidráulica para distintos tipos de sedimentos no consolidados se presentan en la Tabla 1.1

**Tabla 1.1**

**Rangos de Permeabilidad y Conductividad Hidráulica para Sedimentos No Consolidados**

Material	Permeabilidad intrínseca k, darcys	Conductividad Hidráulica K, cm/s
Arcilla	$10^{-2} - 10^{-3}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Limo, limos arenosos, arenas arcillosas	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Arenas limosas, arenas finas	$10^{-2} - 1$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Arenas bien distribuidas	$1 - 10^{-2}$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Gravas bien distribuidas	$10 - 10^3$	$10^{-2} - 1$

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

La permeabilidad intrínseca es una función del tamaño de los poros en el sedimento no consolidado. Mientras más pequeño es el tamaño de los sedimentos, más grande es el área superficial en contacto con el agua contenida en los poros. Este aumento en el área superficial provoca un incremento en la resistencia friccional al flujo, lo que disminuye la permeabilidad intrínseca. En sedimentos bien distribuidos (es decir no homogéneos) la permeabilidad intrínseca es proporcional al tamaño representativo del sedimento. En el caso de depósitos aluviales arenosos, es posible identificar una serie de factores que relacionan la permeabilidad intrínseca y el tamaño representativo del sedimento. Estos factores se listan a continuación:

1. El valor de la permeabilidad aumenta a medida que el tamaño medio de los sedimentos se incrementa. Esto se debe al aumento en el tamaño de los poros de suelo.

2. Si seleccionamos un tamaño fijo del diámetro medio de los sedimentos, la permeabilidad del suelo será inversamente proporcional a la desviación estándar del tamaño de los sedimentos. En efecto, si la desviación estándar es grande (es decir, una muestra con tamaños bien distribuidos) los sedimentos de menor tamaño ocuparán parte de los poros del suelo, lo que reducirá su capacidad de transporte de agua.

3. Muestras de tipo unimodal (es decir, un tamaño de sedimento dominante) tiene permeabilidades más grandes que muestras de tipo bimodal (dos tamaños de grano dominantes).

### 1.6.1.1 Método de Hazen

La conductividad hidráulica de sedimentos arenosos puede ser estimada a partir de la curva granulométrica o de distribución de tamaños. Una serie de métodos han sido diseñados a partir de esta idea. El método de Hazen puede ser utilizado en el caso de arenas cuyo diámetro efectivo ( $d_{10}$ ) se encuentra entre 0.1 y 0.3 mm. La aproximación de Hazen es:

$$K = C \cdot (d_{10})^2 \quad (1.14)$$

Donde K es la conductividad hidráulica (cm./s),  $d_{10}$  es el tamaño efectivo de los sedimentos (cm) y C es un coeficiente que se describe en la Tabla 1.2:

**Tabla 1.2 Valores del Coeficiente C para el cálculo de la Permeabilidad**

Arena muy fina, mal distribuida	40 - 80
Arena fina con una gran cantidad de material fino	40 - 80
Arena media, bien distribuida	80 - 120
Arena gruesa, mal distribuida	80 - 120
Arena gruesa, bien distribuida, limpia	120 - 150

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

### 1.6.1.2 Método de Shepperd

En otros estudios (Shepperd, 1989) se demostró que la relación presentada en (1.14) puede ser escrita en forma más general como:

$$K = C \cdot (d_{50})^j \quad (1.15)$$

Donde  $d_{50}$  es el tamaño medio de los sedimentos (cm.) y  $j$  es un exponente cuyo valor depende del tipo de textura de los sedimentos. De esta manera, un sedimento redondeado presenta un valor de  $j$  cercano a 2.0, mientras que para sedimentos naturales este exponente es igual a 1.5.

La Figura 1.7 muestra la relación entre la conductividad hidráulica y el diámetro medio para sedimentos de distinta textura.

### 1.6.1.3 Método de Slichter

Slichter (1898) presentó una expresión en la cual estima el coeficiente de permeabilidad a partir de datos de curvas granulométricas y de la porosidad de la muestra. La expresión de  $K$  es la siguiente:

$$K = \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{10.0219 \cdot (d_{10})^2}{K_1} \quad (1.16)$$

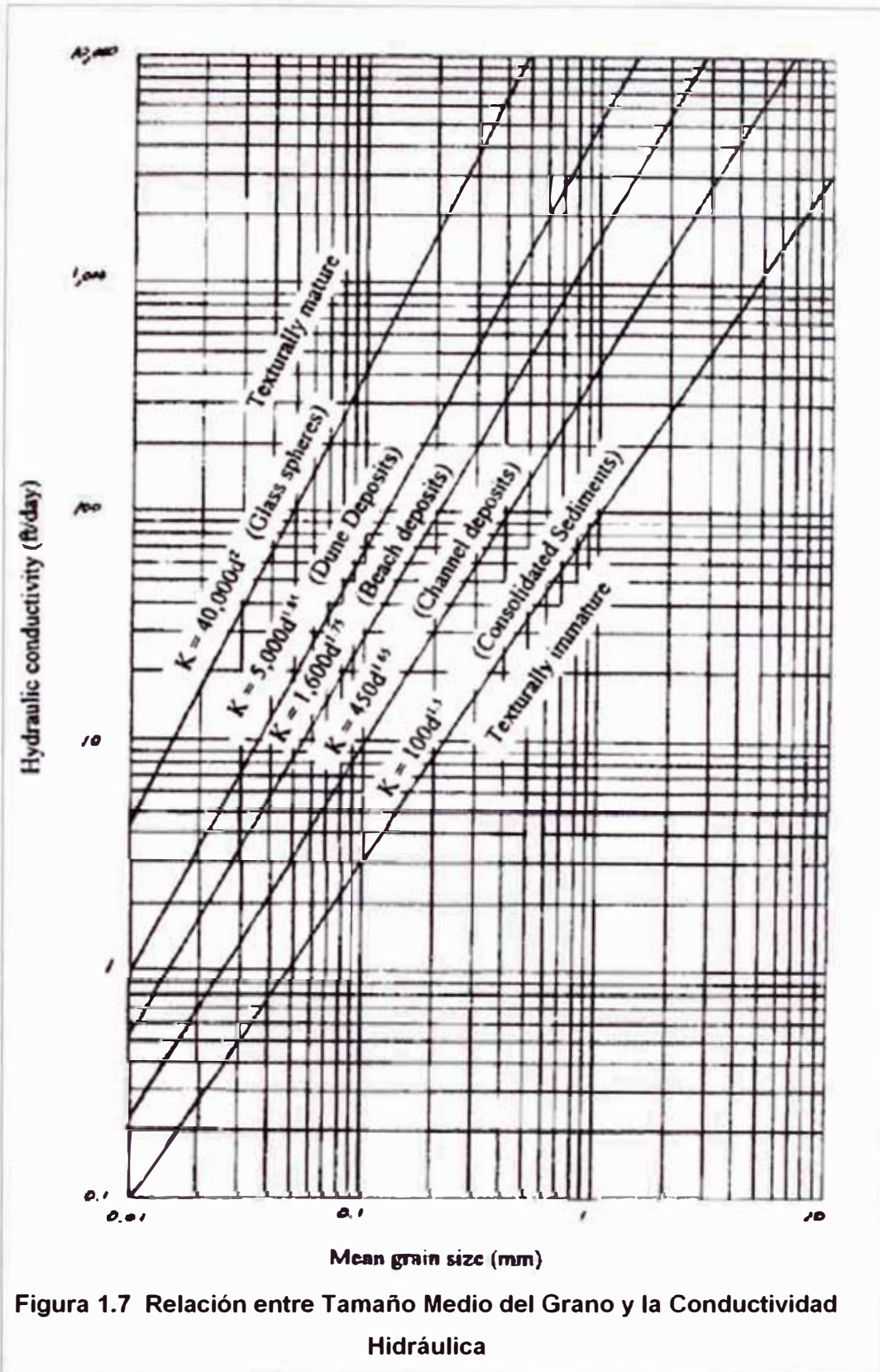
Donde el coeficiente  $K_1$  depende de la porosidad según lo indicado en la Tabla 1.3.

**Tabla 1.3**

**Coficiente  $K_1$  en función de la Porosidad  $n$**

$n$	$1/K_1$
0.26	0.01187
0.28	0.01517
0.30	0.01905
0.32	0.02356
0.34	0.02878
0.36	0.03473
0.38	0.04154
0.40	0.04922
0.42	0.05789
0.44	0.06776
0.46	0.07838

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)



Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

### 1.6.1.4 Método de Fair and Hatch

Fair y Hatch (1933) publicaron una relación para el cálculo de la permeabilidad de arenas. Esta relación es la siguiente:

$$K = \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot \left[ \frac{1}{m \cdot \left[ \frac{S}{100} \cdot \sum \frac{P_j}{d_{jm}} \right]^2} \right] \quad (1.17)$$

Donde "m" es un factor de envase que vale 5, "g" es la aceleración de gravedad, S es un factor de forma de los granos de material (6,0 para granos esféricos y 7,7 para granos angulares), "n" es la porosidad de la muestra, "p<sub>j</sub>" es el porcentaje de material contenido entre las mallas de diámetro "d<sub>j</sub>" y "d<sub>j+1</sub>", y finalmente "d<sub>jm</sub>" es el diámetro medio definido como:

$$d_{jm} = \sqrt{d_j \cdot d_{j+1}} \quad (1.18)$$

### 1.6.1.5 Método de Terzaghi

Terzaghi (1925) estableció la siguiente relación para el cálculo del coeficiente de permeabilidad K:

$$K = \left( \frac{C}{\mu_{10}} \right) \cdot \left( \frac{\mu_{10}}{\mu_T} \right) \cdot \left( \frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 \cdot d_{10}^2 \quad (1.19)$$

Donde μ<sub>10</sub> y μ<sub>T</sub> son los coeficientes de viscosidad dinámica del agua a 10°C y T°C, respectivamente y C/μ<sub>10</sub> es una coeficiente que varía entre 460 para granos irregulares y 800 para granos regulares.



### 1.6.1.6 Método de Kozeny-Carmen

Otra expresión comúnmente utilizada para el cálculo de la conductividad hidráulica es la de Kozeny-Carmen, la cual toma la siguiente forma:

$$K = \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot \left[ \frac{d_m^2}{180} \right] \quad (1.20)$$

### 1.6.2 Métodos Directos - Laboratorio

La permeabilidad o conductividad hidráulica de una muestra saturada se puede medir en laboratorio a través de dispositivos denominados permeámetros.

Todos los permeámetros se componen de una cámara, en la cual se ubica una muestra de roca o suelo. En el caso particular de ensayos en roca, los permeámetros utilizan muestras de forma cilíndrica. En el caso de muestras no consolidadas existen dos posibilidades: la primera es trabajar con una muestra reconstituida, que es remoldeada en la cámara del permeámetro; y la segunda considera el uso de muestras inalteradas, que son recolectadas en el terreno mediante técnicas especiales. Si los sedimentos son reconstituidos dentro de un permeámetro los valores de la conductividad hidráulica obtenidos con este procedimiento son sólo una aproximación del valor real de K. La conductividad hidráulica de los suelos recompactados dependen en forma muy directa de la densidad a la cual el material es recompactado.

#### 1.6.2.1 Permeámetro de Carga Constante

El permeámetro de carga constante se utiliza en el caso de sedimentos no cohesivos, tales como arena y rocas. Un esquema de un permeámetro de carga constante se presenta en la Figura 1.8. En este caso una cámara de carga provee una alimentación de agua a una carga constante, con lo que el agua se mueve a través de la muestra hasta alcanzar un régimen de equilibrio o estacionario. Para utilizar este dispositivo se genera un flujo a través de la muestra de suelo y luego que se alcanza una situación de equilibrio; se mide el

caudal de salida desde el permeámetro, así como la diferencia de carga entre la cámara de nivel constante y el nivel de agua en la salida.

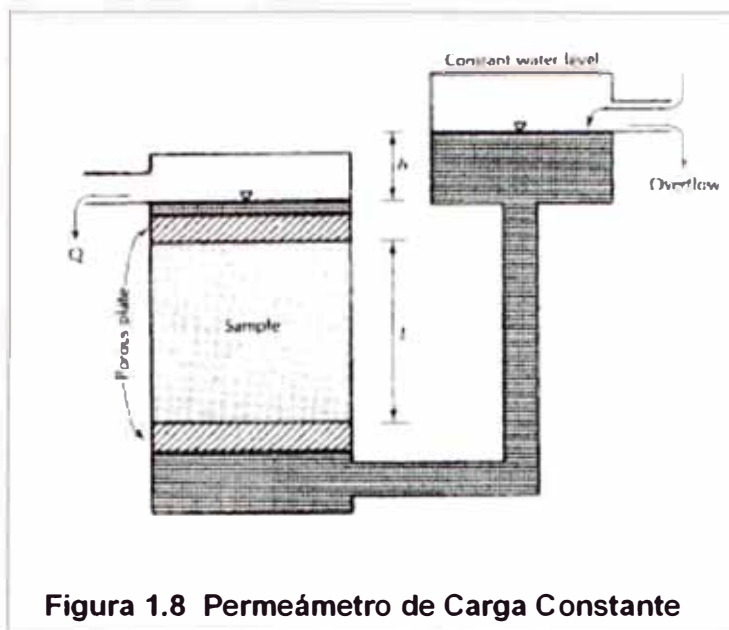


Figura 1.8 Permeámetro de Carga Constante

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

Para comenzar el análisis de este permeámetro podemos utilizar la ecuación (1.1):

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{(h_a - h_b)}{L}$$

En la cual, Q es el caudal de salida desde el permeámetro, "h<sub>a</sub>" es el nivel de agua en la cámara de carga, "h<sub>b</sub>" es el nivel de agua a la salida del permeámetro, "L" es la longitud de la muestra y "A" es el área perpendicular al escurrimiento. Si multiplicamos ambos lados de la expresión por un tiempo t durante el cual se realiza el análisis obtenemos:

$$Q \cdot t = K \cdot A \cdot t \cdot \frac{(h_a - h_b)}{L} \quad (1.21)$$

El producto Q·t en el lado izquierdo de esta última ecuación, representa el volumen aforado durante un tiempo t (V), mientras que la diferencia (h<sub>a</sub> - h<sub>b</sub>) es la pérdida de carga total en el permeámetro (Δh). Si sustituimos estos dos valores en la ecuación (1.21) y reordenamos la expresión final obtenemos:



$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot t \cdot \Delta h} \quad (1.22)$$

Donde  $V$  es el volumen de agua descargado durante el tiempo  $t$  ( $L^3$ ),  $L$  es la longitud de la muestra ( $L$ ),  $A$  es el área perpendicular al escurrimiento ( $L^2$ ),  $t$  es el tiempo (T),  $\Delta h$  es la pérdida de carga a través del permeámetro, y  $K$  es la conductividad hidráulica de la muestra (L/T). Para la correcta interpretación de los resultados de una prueba en un permeámetro de carga constante se debe utilizar gradientes hidráulicos similares a aquellos observados en terreno.

Además, la pérdida de carga total en el permeámetro,  $\Delta h$ , no debe ser mayor a un 50% de la longitud total de la muestra. Esta última condición, asegura que el número de Reynolds no supere los límites de validez de la ley de Darcy.

### 1.6.2.2 Permeámetro de Carga Variable

En el caso de sedimentos cohesivos y con baja permeabilidad, se utiliza un permeámetro de carga variable (Figura 1.9); en este caso, la cámara de carga de nivel constante se reemplaza por un tubo vertical, en el cual se produce el descenso del nivel de agua a medida que ésta atraviesa la muestra de suelo. Para la determinación de la conductividad hidráulica se anota el nivel inicial de agua en el tubo,  $h_0$ . Luego de un período de tiempo  $t$  se mide la posición del agua en el tubo vertical,  $h$ . El diámetro interior del tubo vertical,  $d_t$ , la longitud de la muestra,  $L$ , así como su diámetro,  $d_c$ , son también conocidos.

La tasa a la cual el agua desciende por el tubo vertical viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{in} = -\frac{dh}{dt} \quad (1.23)$$

Si multiplicamos por el área del tubo vertical  $A_t$ , obtenemos el caudal pasante a través del tubo:

$$Q_{in} = V_{in} \cdot A_t = -A_t \cdot \frac{dh}{dt} \quad (1.24)$$

Si  $A_c$  es el área de la muestra de suelo, podemos utilizar la ley de Darcy para calcular el caudal que drena desde el permeámetro en un tiempo cualquiera:

$$Q_{out} = \frac{K \cdot A_c \cdot h}{L} \quad (1.25)$$

Donde  $h$  es la carga hidráulica al tiempo  $t$ .

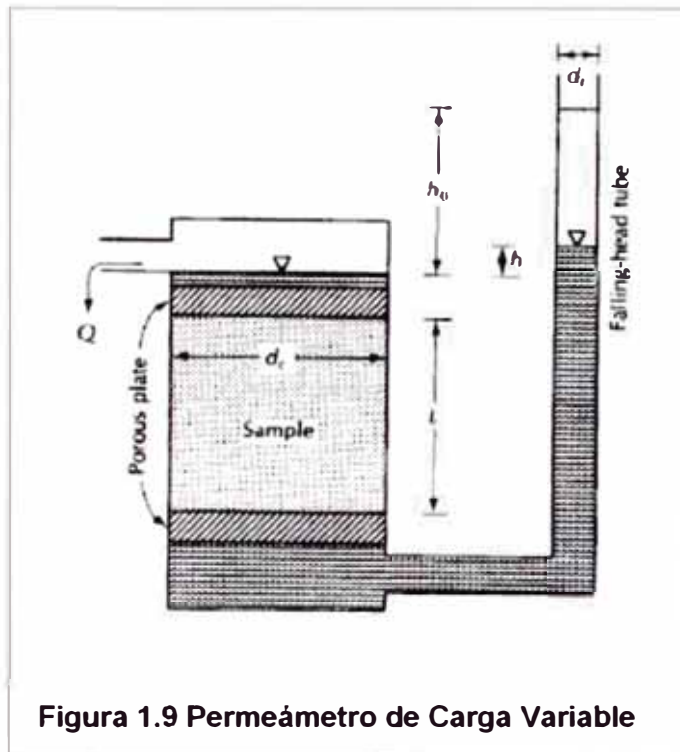


Figura 1.9 Permeámetro de Carga Variable

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

Si aplicamos el principio de continuidad, podemos utilizar las expresiones dadas en (1.24) y (1.25) para escribir:

$$-A_t \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{K \cdot A_c \cdot h}{L} \quad (1.26)$$

Esta ecuación puede ser reordenada para aislar la permeabilidad  $K$ :

$$K = -\frac{A_t \cdot L}{A_c \cdot h} \cdot \frac{dh}{dt} \quad (1.27)$$

Si integramos esta ecuación desde  $t=0$  a  $t=t$  con la condición inicial  $h=h_0$  en  $t=0$  obtenemos la siguiente expresión para la conductividad hidráulica a partir de un permeámetro de carga variable:

$$K = -\frac{A_i \cdot L}{A_c \cdot h} \cdot \ln \frac{h_0}{h} \quad (1.28)$$

Si utilizamos los diámetros del tubo vertical y de la muestra obtenemos:

$$K = -\frac{d_i^2 \cdot L}{d_c^2 \cdot h} \cdot \ln \frac{h_0}{h} \quad (1.29)$$

Al usar cualquier tipo de permeámetro, se debe verificar que la muestra esté completamente saturada y que no existan burbujas de aire dentro de ella. De existir burbujas de aire en la muestra, el valor de la conductividad hidráulica disminuye debido a la reducción en el área disponible para el escurrimiento de agua.

Para prevenir flujos preferenciales a través de la zona de contacto entre el suelo y la pared, la muestra debe estar firmemente presionada contra el borde de la cámara. Si estos flujos preferenciales no son evitados, este dispositivo (permeámetro de carga variable) genera valores de la conductividad hidráulica bastante mayores que los existentes en el sistema real.

### 1.6.3 Métodos de Terreno

Los métodos de terreno permiten identificar la conductividad hidráulica de un suelo en forma directa a través de experiencias que involucran la excavación de norias o pozos superficiales, en los cuales se efectúan pruebas de agotamiento y recuperación; el uso de pruebas de infiltración y finalmente a través de medidas de velocidad. En algunos casos, es posible obtener una medida de la conductividad hidráulica del suelo, mientras que en otros se obtiene la tasa de infiltración, la que se relaciona directamente con la conductividad hidráulica.

### 1.6.3.1 Pruebas de Agotamiento y Recuperación

Las pruebas de agotamiento y recuperación requieren la perforación de una zanja, pozo o noria de pequeña profundidad que comprometa al menos una parte de la napa de aguas subterráneas. Mediante el uso de pequeñas bombas es posible extraer agua del pozo (agotamiento) y medir la recuperación de la napa a lo largo del tiempo. A partir de la información de niveles y de la geometría del pozo, es posible estimar el coeficiente de permeabilidad.

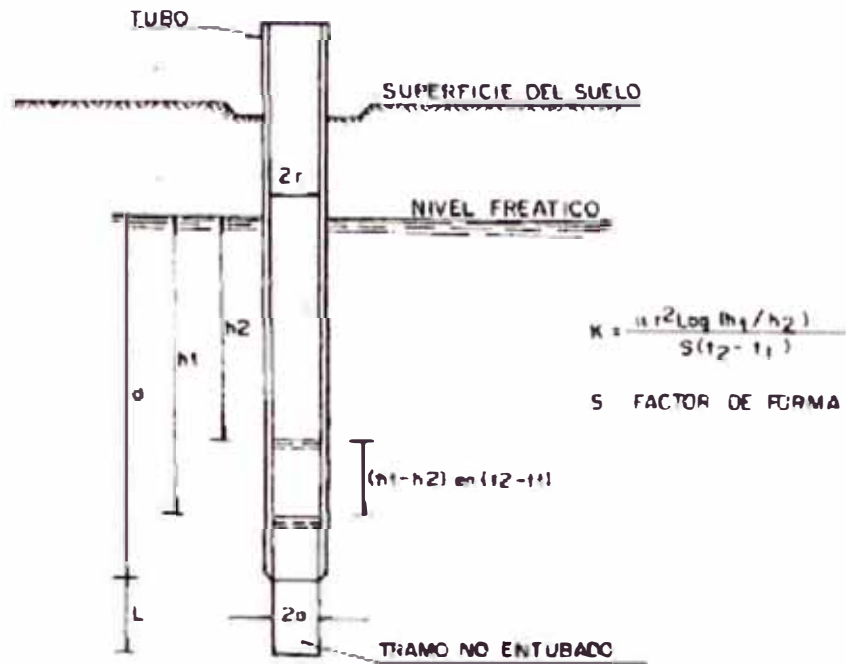
Dependiendo de las características de la perforación realizada para esta experiencia de terreno, la prueba se denomina perforación entubada o no entubada. La prueba en perforación entubada requiere la perforación de un pozo aproximadamente cilíndrico, el cual se reviste con un tubo de mayor diámetro. La porción inferior de la perforación se deja si entubar para permitir la entrada del agua subterránea hacia el pozo durante la etapa de recuperación. La Figura 1.10 muestra un esquema que ilustra este método. El coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}}{S \cdot (t_2 - t_1)} \quad (1.30)$$

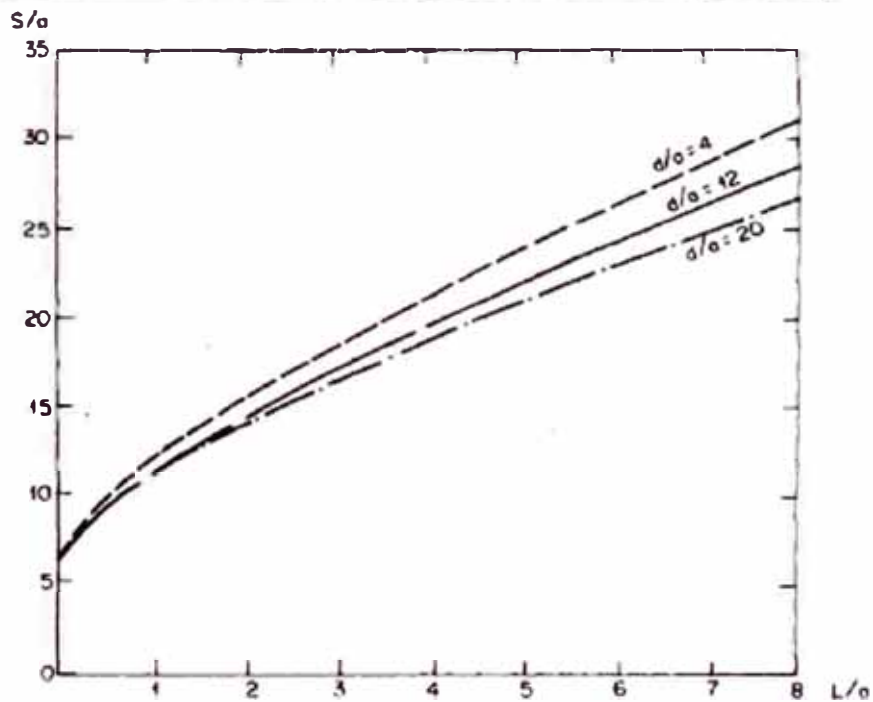
En donde  $r$  es el radio interior del tubo y  $S$  es un factor de forma que depende del diámetro de la perforación no entubada y de la longitud del tramo entubado ubicado por debajo del nivel freático. Valores de  $S$  pueden estimarse a partir del gráfico incluido en la Figura 1.10.

En el caso de la prueba en perforación no entubada, se excava un pozo de sección circular (o aproximada) hasta comprometer parcial o totalmente la napa de aguas subterráneas a lo menos en una longitud de 50 cm. En este caso la excavación no se reviste. Al igual que en la prueba anterior, el nivel de aguas se deprime mediante el uso de una bomba y se mide su recuperación a través del tiempo. La Figura 1.11 muestra un esquema que ilustra este método.

**METODO DE LA PERFORACION ENTUBADA**



**FACTOR DE FORMA "S" DEL METODO DE LA PERFORACION ENTUBADA**



**Figura 1.10 Prueba en Perforación Entubada**

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

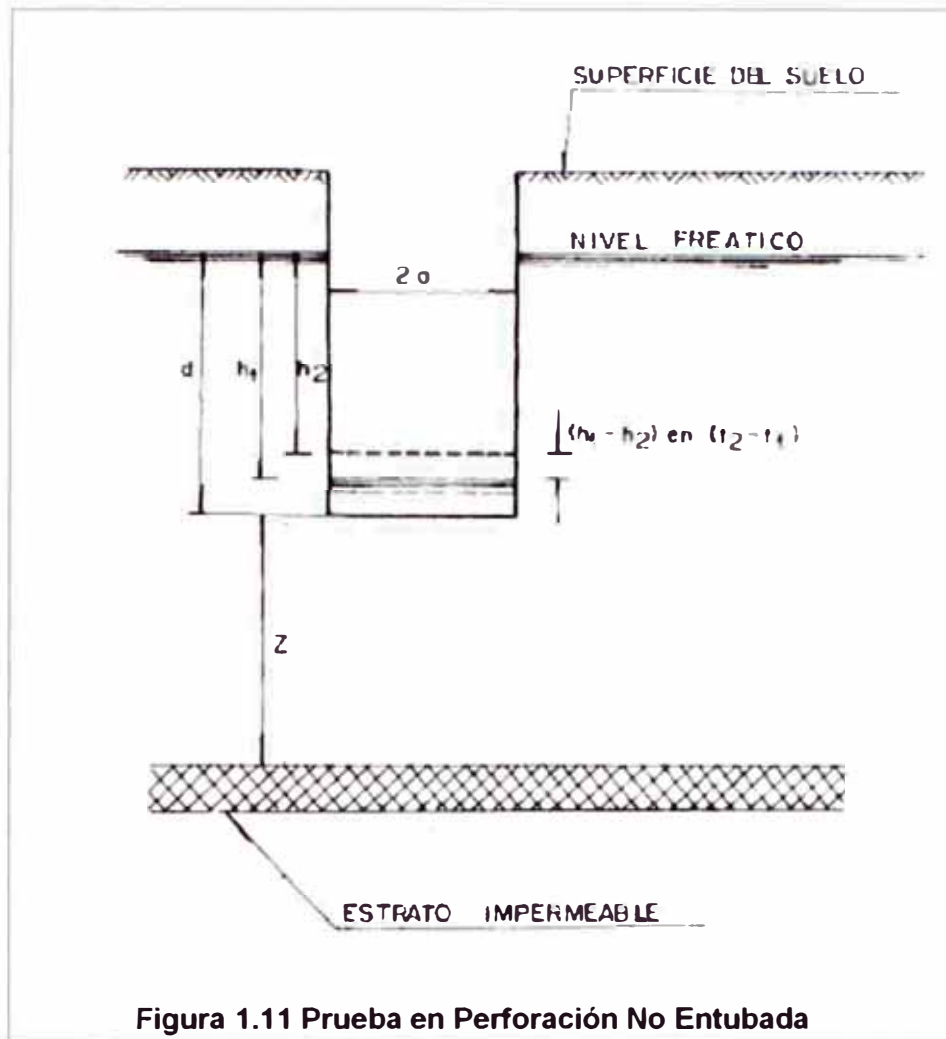


Figura 1.11 Prueba en Perforación No Entubada

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

En el caso que la perforación atraviese sólo parcialmente la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}}{(2 \cdot d + a) \cdot (t_2 - t_1)} \quad (1.31)$$

Donde  $S = a \cdot d / 0.19$  en el sistema MKS.

En el caso que la perforación comprometa totalmente el espesor de la napa, el coeficiente de permeabilidad se estima a partir de la siguiente relación:

$$K = \frac{a \cdot S \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}}{2 \cdot d \cdot (t_2 - t_1)} \quad (1.32)$$

### 1.6.3.2 Pruebas de Infiltración

Como se indicó anteriormente, en algunos casos es posible estudiar la capacidad de infiltración de un suelo a partir de la incorporación de agua dentro del suelo, a través de lagunas o sistemas de infiltración como los anillos concéntricos. En este punto se presentan tres de las técnicas más utilizadas para determinar tasas de infiltración y conductividad hidráulica saturada; estas corresponden a : Lagunas de Infiltración, Infiltrómetros cilíndricos y el Método de Porchet. Otras metodologías de infiltración, como el Infiltrómetro Sprinkler y los permeámetros con ingreso de aire se encuentran con mayor detalle en “Process Design Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater” (EPA, 1981). Valores típicos de tasas de infiltración en suelos se presentan en la Tabla 1.4.

**Tabla 1.4**

**Valores Típicos de Tasas de Infiltración**

Tipo de Suelo	Tasa de Infiltración (mm/hora)
Arena	Menor de 30
Arena limosa	20 – 30
Limo	10 – 20
Arcilla limosa	5 – 10
Arcilla	1 - 5

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

#### a) Lagunas de Infiltración.

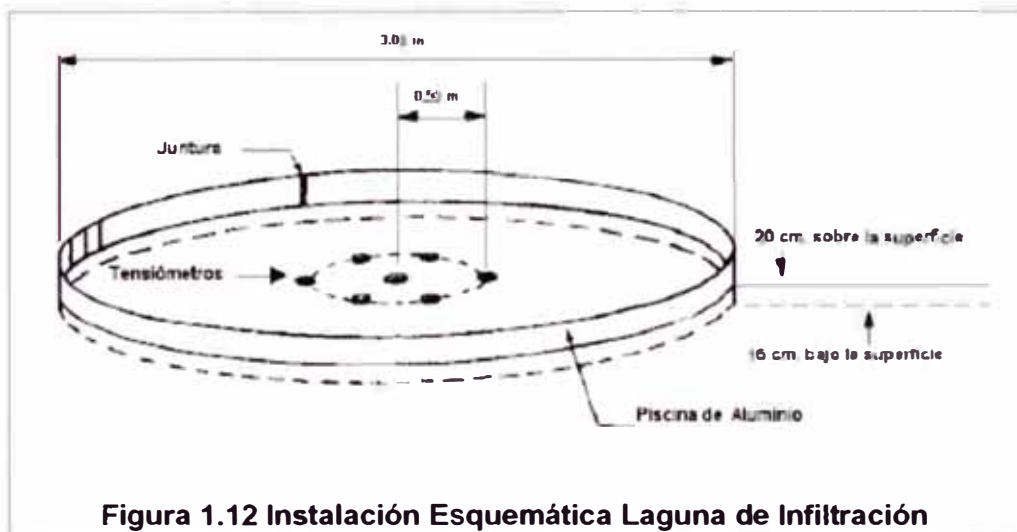
EPA (1981) señala a esta técnica como una de las más apropiadas para estimar las tasas de infiltración. El procedimiento consiste en construir una laguna de infiltración, la que se llena hasta una determinada altura con agua. Posteriormente, se corta el suministro de agua y se anota para diferentes tiempos cuanto ha descendido el nivel, como una forma de estimar las tasas de descenso.



Para realizar estas pruebas se recomienda una superficie mínima de la laguna de 7 m<sup>2</sup> (circulares o rectangulares), ya que mientras mayor sea el área de inundación existirá un menor error asociado al humedecimiento lateral.

Se debe asegurar; como en toda prueba de infiltración, que el suelo se encuentre en una situación inicial cercana a la de saturación, por esa razón se propone instalar una serie de tensiómetros dentro del área de prueba a distintas profundidades. Se puede considerar que el suelo se encuentra saturado, cuando el nivel de agua en cada uno de los tensiómetros se encuentre cercano a cero. Por lo expuesto anteriormente, es necesario realizar llenados preliminares de la laguna de infiltración, para que el suelo alcance el estado de saturación.

En la Figura 1.12 se muestra una instalación de Laguna de Infiltración, propuesta por el Corps of Engineers de los EEUU, la que consiste en una piscina cilíndrica de 3.0 m de diámetro, de aluminio, y consta de 6 tensiómetros instalados alrededor de un círculo concéntrico de 1.0 m. de diámetro. EPA (1981) recomienda que las tasas de recarga anual a largo plazo para estos tipos de sistemas de tratamiento, se estimen en un rango entre un 10 – 15 % de las tasas obtenidas mediante esta metodología.

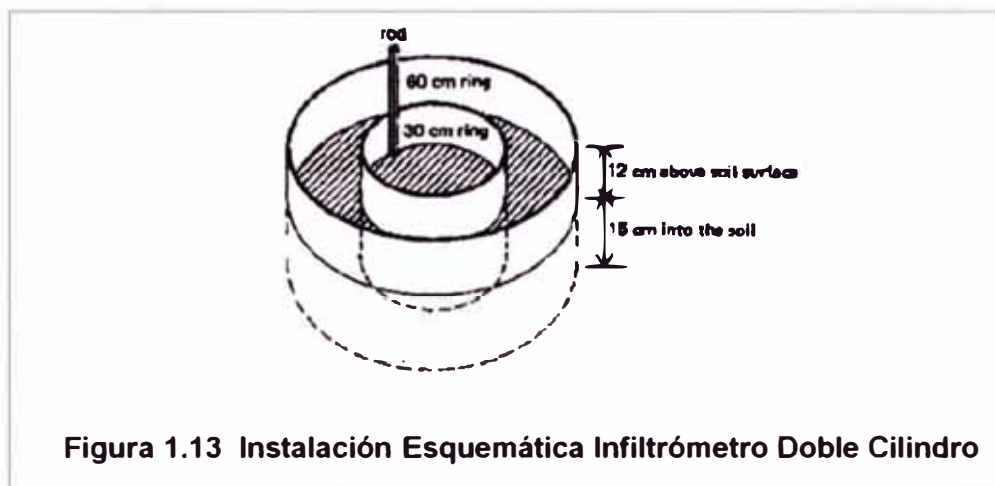


Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

## b) Infiltrómetros Cilíndricos

El equipo necesario para desarrollar esta metodología, consiste en un cilindro del metal que se entierra cuidadosamente en el suelo a una profundidad de

aproximada de 10 a 15 cm. Los diámetros de este tipo de cilindro varían entre 15 a 35 cm. Para evitar una sobreestimación de la conductividad hidráulica a causa de los flujos divergentes, se considera colocar otro cilindro concéntrico de 40 a 70 cm de diámetro, a una profundidad entre 5 a 10 cm. El cilindro exterior se mantiene parcialmente lleno durante toda la prueba. Este tipo de Infiltrómetro cilíndrico se conoce como Doble cilindro o Doble anillo. En la Figura 1.13, se muestra esquemáticamente este tipo de instalación.



Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

Por la forma en que se desarrolla este tipo de experiencia, el gradiente hidráulico vertical es cercano a la unidad; por lo que la conductividad hidráulica se puede estimar como la tasa de descenso observada. Este tipo de experiencias presenta el problema de que la componente vertical de la humedad es difícil de separar, en lo que algunos casos la componente vertical sería de gran importancia, ocasionando posiblemente una gran sobreestimación de la conductividad vertical.

EPA (1981) recomienda que las tasas de recarga anual a largo plazo para estos tipos de sistemas de tratamiento, se estimen en un rango entre un 2 – 4 % de las tasas obtenidas mediante esta metodología.

### c) Método de Bouwer

Bouwer et al. (1999) propusieron una metodología, en la cual se considera el efecto de la componente horizontal de la humedad. Esta metodología considera el uso de un infiltrómetro circular o rectangular con tamaño superior a 2 m

(diámetro o longitud característica), el cual se opera por periodos de tiempo de hasta seis horas, con alturas de agua entre 30 y 60 cm.

La Figura 1.14 muestra un esquema que ilustra esta situación. En esta figura,  $y$  representa la cantidad de agua que se ha incorporado al terreno durante un tiempo  $t$ ,  $z$  representa la carga hidráulica promedio sobre el terreno,  $x$  es la zona de humedecimiento lateral,  $r$  es el radio del infiltrómetro, y  $L$  es la longitud de la zona humedecida luego de un tiempo  $t$  desde el inicio de la prueba.

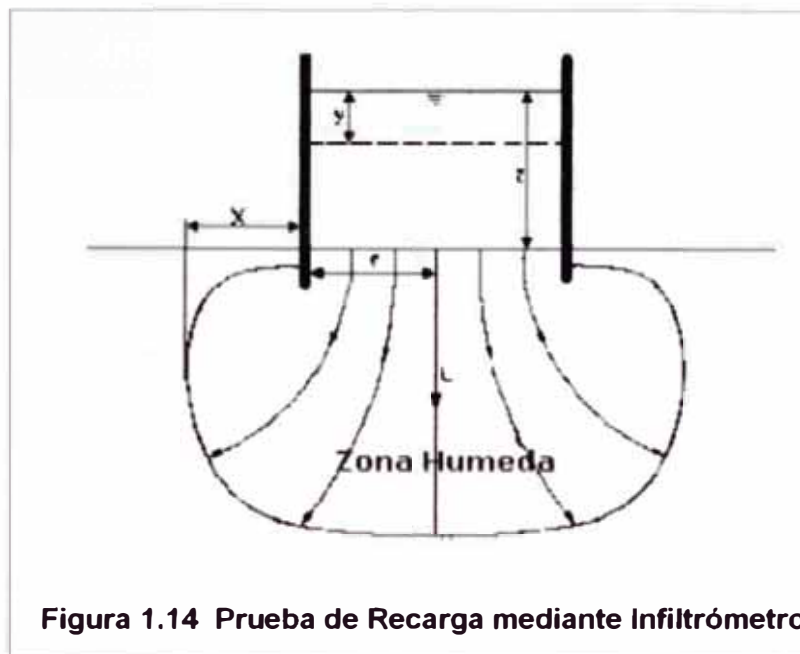


Figura 1.14 Prueba de Recarga mediante Infiltrómetro

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

Durante la prueba de infiltración, se produce la incorporación del agua desde el infiltrómetro hacia el suelo; lo que da origen a una zona de humedecimiento o saturación (wetted zone), que se propaga principalmente en forma vertical, pero también experimenta un movimiento lateral. El método propuesto por Bouwer et al. (1999) supone que el suelo se encuentra inicialmente con algún nivel de humedad desconocido, pero que puede ser evaluado en forma cualitativa como seco, poco húmedo o muy húmedo. Durante el proceso de infiltración el agua del infiltrómetro se incorpora al suelo y va avanzando en forma de un frente abrupto que separa la zona saturada (wetted zone) y la zona no saturada.

La tasa de recarga o infiltración corregida que considera la zona de expansión lateral del bulbo de saturación ( $i_{COR}$ ), se puede calcular a partir de la tasa de

infiltración obtenida directamente a partir de la operación del infiltrómetro ( $i_{INF}$ ).

Para lo anterior, es necesario utilizar la siguiente expresión para un infiltrómetro circular:

$$i_{COR} = i_{INF} \cdot \frac{\pi \cdot r^2}{\pi \cdot (r + x)^2} \quad (1.33)$$

O uno rectangular:

$$i_{COR} = i_{INF} \cdot \frac{a \cdot b}{(a + 2 \cdot x) \cdot (b + 2 \cdot x)} \quad (1.34)$$

Donde  $r$  es el radio del infiltrómetro circular,  $a$  y  $b$  son el ancho y largo de un infiltrómetro rectangular. En ambos casos  $x$  es la longitud de la zona de humedecimiento lateral.

Por otra parte, la longitud del frente de saturación ( $L$ ) al final de la prueba de infiltración se puede calcular utilizando la siguiente expresión para un infiltrómetro circular:

$$L = \frac{y_t \cdot \pi \cdot r^2}{n \cdot \pi \cdot (r + x)^2} \quad (1.35)$$

O uno rectangular:

$$L = \frac{y_t \cdot a \cdot b}{n \cdot (a + 2 \cdot x) \cdot (b + 2 \cdot x)} \quad (1.36)$$

En la expresión anterior,  $n$ , se conoce como la porosidad "rellenable" del suelo (fillable soil porosity), la cual puede ser estimada a partir de la textura del suelo y de su contenido de humedad inicial. La Tabla 1.5 muestra valores de la porosidad rellenable,  $n$ , para tres situaciones distintas.

**Tabla 1.5**

**Valores de Porosidad Rellenable, n, según Tipo de Suelo**

Tipo de suelo	n
Suelo uniforme y seco	0.3
Suelo moderadamente húmedo	0.2
Suelo muy húmedo	0.1

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

Aplicando la ley de Darcy para evaluar el flujo vertical que ocurre en la zona saturada (wetted zone), se puede escribir la tasa de recarga corregida como:

$$i_{COR} = K \cdot \frac{z + L - h_{we}}{L} \quad (1.37)$$

Donde z es la carga hidráulica promedio sobre el terreno durante la duración de la prueba. Por su parte  $h_{we}$  es la presión de poros en el suelo antes de ser humedecido, la que es negativa por tratarse de un suelo en condiciones no saturadas. El valor de h, es usado para estimar la succión en la posición de frente húmedo a medida que éste se mueve verticalmente. Valores para  $h_{we}$  se presentan en la Tabla 1.6.

**Tabla 1.6**

**Valores de Presión de Poros según Tipo de Suelo**

Tipo de suelo	$h_{we}$ (cm)
arena gruesa	-5
arena media	-10
arena fina	-15
arena limosa	-20
limo arenoso	-25
Limo	-35
arcillas estructuradas	-30
arcillas no estructuradas	-100

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

El único valor desconocido en la ecuación (1.37) es la conductividad hidráulica, K, la cual puede ser calculada como:

$$i_w = K = \frac{i_{cor} \cdot L}{z + L - h_{we}} \quad (1.38)$$

El procedimiento anterior; aún cuando posee una serie de aproximaciones, permite realizar una estimación adecuada de la tasa de infiltración para un sistema de recarga que opere por un tiempo prolongado, dado que incorpora efectos de terreno como el del aire atrapado en el suelo no saturado, así como la heterogeneidad natural del suelo. Además; en consideración a los efectos de colmatación que pueden ocurrir en el largo plazo, para efectos de diseño, es necesario considerar una permeabilidad entre un 10 - 15% del valor estimado anteriormente.

#### d) Método de Porchet

Para la estimación de la tasa de infiltración en terreno se puede utilizar el método de Porchet, el cual consiste en excavar un cilindro de radio R y llenarlo con agua hasta una altura h (ver Figura 1.15). La superficie a través de la cual se infiltra agua es:

$$S = \pi \cdot R \cdot (2 \cdot h + R) \quad (1.39)$$

Para un tiempo, dt, suficientemente pequeño para que pueda suponerse que la capacidad de infiltración, f, es constante se verificará la igualdad:

$$\pi \cdot R \cdot (2 \cdot h + R) f = -\pi \cdot R^2 \frac{dh}{dt} \quad (1.40)$$

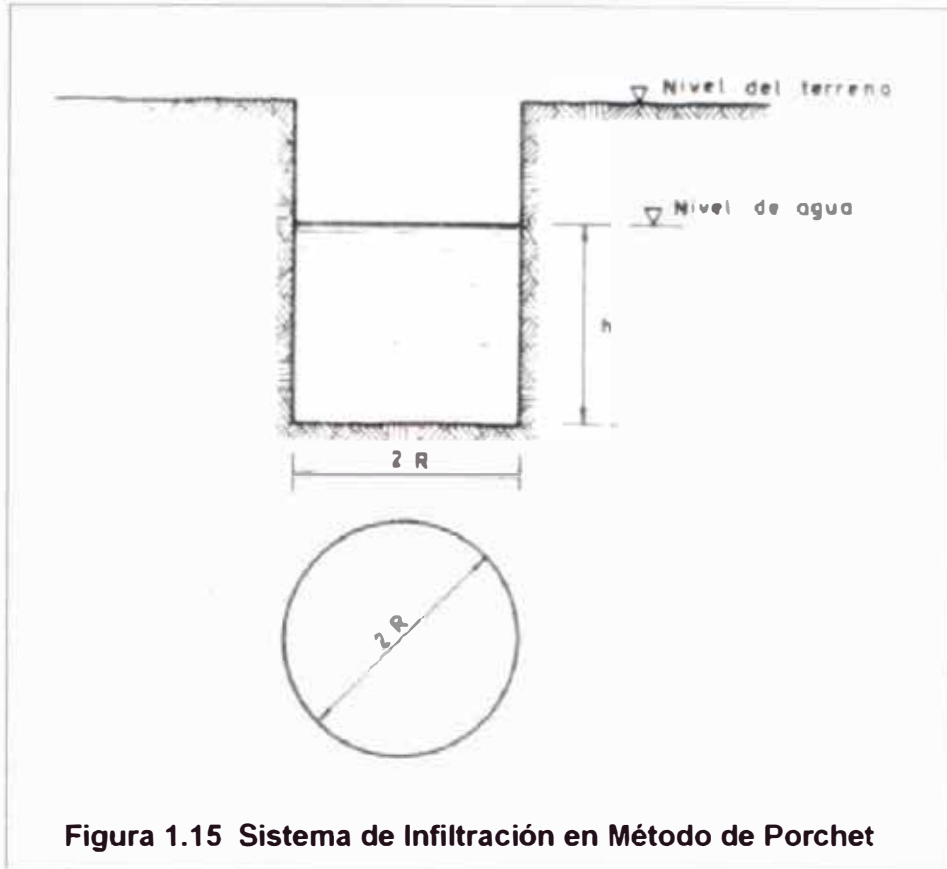
Simplificando y separando variables:

$$f \cdot dt = -R \cdot \frac{dh}{2 \cdot h + R} \quad (1.41)$$

Integrando la ecuación anterior se tiene finalmente:

$$f = \frac{R}{2 \cdot (t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{2 \cdot h_1 + R}{2 \cdot h_2 + R}\right) \quad (1.42)$$

Así pues, para determinar  $f$ , basta con medir pares de valores  $(h_1, t_1)$  y  $(h_2, t_2)$ , de forma que  $t_2$  y  $t_1$  no difieran demasiado y luego evaluarlo en la expresión anterior.



Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

### 1.6.3.3 Pruebas de Inyección o Extracción de Agua (Slug Test)

Uno de los métodos más comunes para análisis de propiedades hidrogeológicas en suelos de baja a moderada permeabilidad, son las pruebas tipo "Slug Test". En estas pruebas no se utiliza bombas para su operación; por lo que resultan muy atractivas en sitios aislados.

El análisis de la variación de los niveles del agua en función del tiempo de respuesta al aumento o descenso brusco del nivel de agua, fue desarrollado inicialmente por Hvorslev (1951) y Cooper et al. (1967).

El procedimiento de análisis requiere la incorporación rápida de una cantidad de agua (o la incorporación de un peso sólido dentro del pozo), para elevar el nivel



del agua hasta una altura  $h_0$  con respecto al nivel original (ver Figura 1.16). A continuación, se debe medir en forma continua el descenso de los niveles en función del tiempo.

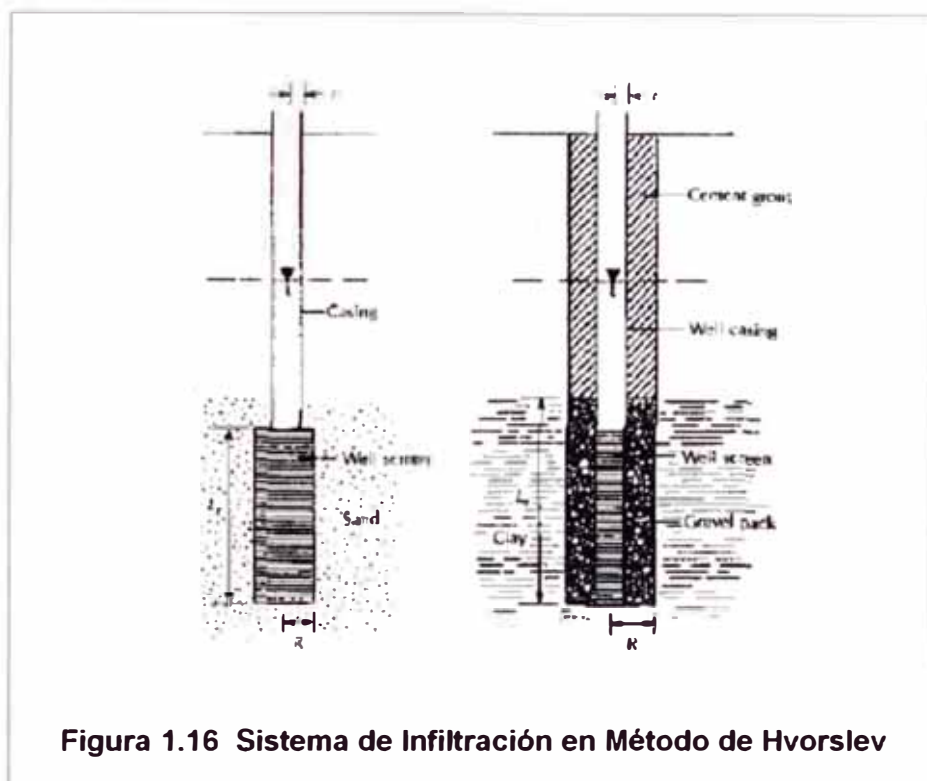


Figura 1.16 Sistema de Infiltración en Método de Hvorslev

Fuente: [www.cec.uchile.cl](http://www.cec.uchile.cl)

El método de Hvorslev (1951) es probablemente el más utilizado a nivel práctico. Para lo anterior se utiliza la expresión derivada en 1967 por Cedergren:

$$K = \frac{A}{F \cdot (t_1 - t_2)} \log \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \quad (1.43)$$

Donde A es el área del orificio o perforación y F es un factor de forma que depende del tamaño y forma del área de infiltración. Para el caso de una perforación cuya razón longitud total versus diámetro de la captación, es superior a 8, este método funciona en forma adecuada. En este caso, el área de infiltración y el Factor de Forma tienen las siguientes expresiones:

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot L}{\ln\left(\frac{L}{r}\right)} \quad (1.44)$$

$$A = \pi \cdot r^2$$

Finalmente se tiene:

$$K = \frac{r^2 \ln\left(\frac{L}{r}\right)}{2 \cdot L} \cdot \frac{\log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{t_1 - t_2} \quad (1.45)$$

## 1.7 Red de flujo

### 1.7.1 Generalidades

Las redes del flujo son una técnica gráfica para predecir la magnitud del flujo del agua subterránea en un sistema dado de condiciones de límite; es de gran ayuda en muchos problemas de la ingeniería. A partir de una red de flujo, el ingeniero puede determinar tres elementos de información muy útiles: el gasto, la carga y el gradiente.

### 1.7.2 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua a través del suelo

En esta sección analizaremos un tratamiento matemático, que nos permita llegar en forma sencilla a ecuaciones de flujo a través de suelos, para lo cual se toma una región de flujo; es decir, una región de suelo a través de la que fluye el agua en forma de un paralelepípedo de dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$ , tal como se muestra en la siguiente Figura 1.17:

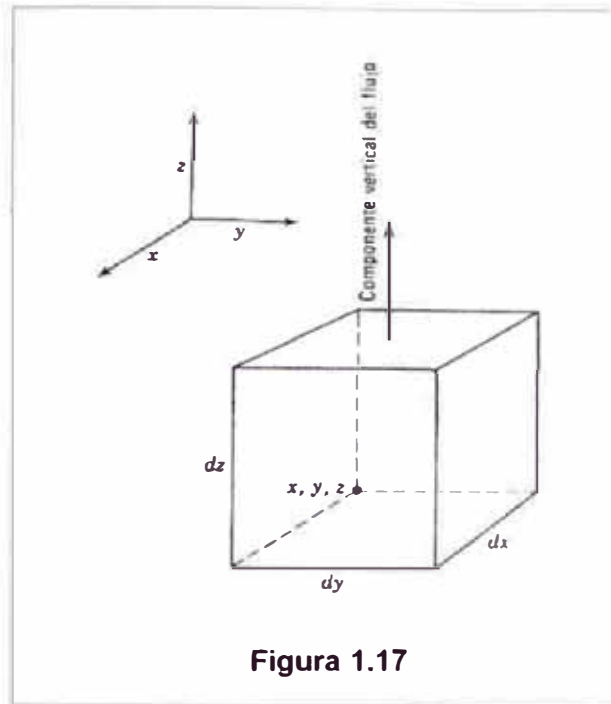


Figura 1.17

Fuente: Lambe (2001)

Considerado el elemento de suelo de la figura, a través del cual se produce un flujo laminar "q" con las componentes en las direcciones X, Y y Z:

$$q = q_x + q_y + q_z \quad (1.46)$$

Mediante la Ley de Darcy, podemos escribir las siguientes expresiones de la componente vertical del flujo  $q_z$ .

Gasto entrante por la base del elemento,  $q_z = K \cdot i \cdot A$  donde A es el área de la cara inferior:

$$q_z = K_z \cdot \left( -\frac{\partial h}{\partial z} \right) \cdot dy \cdot dx \quad (1.47)$$

Gasto saliente por la parte superior del elemento:

$$q_z = \left( K_z + \frac{\partial K_z}{\partial z} \cdot dz \right) \cdot \left( -\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \cdot dz \right) \cdot dy \cdot dx \quad (1.48)$$

Donde

$K_z$  = permeabilidad en la dirección Z, en el punto X, Y, Z

h = carga total

El gasto neto que entre en el elemento debido al flujo vertical es  $\Delta q$  = gasto entrante por la base – gasto saliente por la parte superior

$$\Delta q_z = K_z \cdot \left( -\frac{\partial h}{\partial z} \right) \cdot dy \cdot dx - \left( K_z + \frac{\partial K_z}{\partial z} \cdot dz \right) \cdot \left( -\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \cdot dz \right) \cdot dy \cdot dx$$

$$\Delta q_z = \left( K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial K_z}{\partial z} \cdot \frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial K_z}{\partial z} \cdot dz \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (1.49)$$

Para en caso de permeabilidad constante  $\frac{\partial K_z}{\partial z} = 0$

$$\Delta q_z = \left( K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (1.50)$$

Análogamente el gasto neto en la dirección X es:

$$\Delta q_x = \left( K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (1.51)$$

Para el caso de un flujo bidimensional  $q_y = 0$

$$\Delta q = \Delta q_z + \Delta q_x = \left( K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (1.52)$$

El volumen del agua  $V_w$  en el elemento es:

$$V_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (1.53)$$

Donde:

S = grado de saturación del suelo

e = relación de vacíos

Y la velocidad de variación del volumen de agua es:

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{S \cdot e}{1 + e} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \right) \quad (1.54)$$

Como  $\left( \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e} \right)$  es el volumen de las partículas sólidas y es constante

entonces:

$$\Delta q = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e} \cdot \frac{\partial(S \cdot e)}{\partial t} \quad (1.56)$$

Igualando las dos expresiones de  $\Delta q$  tenemos:

$$\left( K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e} \cdot \frac{\partial(S \cdot e)}{\partial t}$$

Que se reduce a:

$$K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \cdot \left( e \cdot \frac{\partial S}{\partial t} + S \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (1.57)$$

Considerando que  $e$  y  $S$  son constantes debido a que el flujo en análisis es establecido, entonces:

$$K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (1.58)$$

Que es la ecuación fundamental para el análisis de un flujo bidimensional en la región de flujo dada.

Si el suelo a través del que ocurre el flujo en estudio es; además, isótropo en lo referente a la permeabilidad, entonces:

$$K_x = K_y = K_z \quad (1.59)$$

Y la ecuación se reduce a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (1.60)$$

La ecuación 1.91 es la ecuación de Laplace, expresa que la variación de la gradiente en la dirección Z, más la variación de la gradiente en la dirección X, es nula.

Para la solución de esta ecuación de Laplace, considerando un flujo bidimensional se define una función:

$$\phi = -K \cdot h + C \quad (1.61)$$

Esta función es definida como “función potencial de velocidades”, puede concluirse de inmediato que dicha función satisface la citada ecuación de Laplace. Por tanto se cumple:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 \quad (1.62)$$

Así la función  $\phi(x, z) = \text{cte}$  es una solución de la ecuación de Laplace, esta ecuación representa una infinidad de soluciones según sea el valor de la constante C, entonces la expresión de  $\phi(x, z) = \text{cte}$  representa a una familia de curvas que se desarrollan en una región plana en la que ocurre en flujo.

Considerándose ahora una función  $\psi(x, z) = \text{cte}$  llamada “función de flujo” y definida de modo que:

$$v_z = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad v_x = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.63)$$

Teniendo en cuenta que:  $\phi = -K \cdot h + C$

$$\text{Y que } v_x = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_z = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial z}$$

Se sigue que:

$$v_z = \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad v_x = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (1.64)$$

Comparando las ecuaciones (1.63) y (1.64) tenemos:

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.65)$$

Derivando con respecto a X y Z respectivamente tenemos lo siguiente.

$$-\frac{\partial^2 \phi}{\partial z \cdot \partial x} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} \qquad \frac{\partial^2 \phi}{\partial z \cdot \partial x} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2}$$

Sumando ambos términos tenemos:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} = 0 \qquad (1.66)$$

De modo  $\psi(x, z) = \text{cte}$  también cumple la ecuación de Laplace; y por lo tanto es solución de la misma.

Considerando las derivadas totales a lo largo de cada una de dichas curvas:

$$d\phi(x, z) = \frac{\partial \phi}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial \phi}{\partial z} dz = 0 \qquad d\psi(x, z) = \frac{\partial \psi}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial \psi}{\partial z} dz = 0$$

Con base a las ecuaciones anteriores tenemos las pendientes  $dz/dx$  :

$$\left( \frac{dz}{dx} \right)_{\phi} = -\frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial z}} \qquad \left( \frac{dz}{dx} \right)_{\psi} = -\frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{\frac{\partial \psi}{\partial z}}$$

Ahora, teniendo en cuenta la expresión determinada en la ecuación (1.65), cambiamos el segundo término:

$$\left( \frac{dz}{dx} \right)_{\phi} = -\frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial z}} \qquad \left( \frac{dz}{dx} \right)_{\psi} = \frac{\frac{\partial \phi}{\partial z}}{\frac{\partial \phi}{\partial x}}$$

De manera que las pendientes de las dos familias de curvas resultan ser recíprocas y de signo contrario, lo cual constituye la condición de ortogonalidad de las curvas  $\phi(x, z) = \text{cte}$  y  $\psi(x, z) = \text{cte}$



La primera propiedad de las líneas de flujo afirman que el gasto que pasa entre dos de ellas es constante en cualquier sección que se tome entre las líneas, este paso entre dos líneas de flujo se llama usualmente “canal de flujo”, de tal manera que:

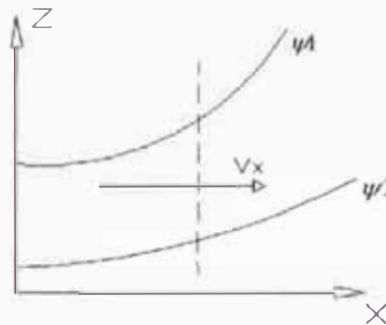
$$dq = v_x dz$$

$$d\psi(x, z) = v_x dz$$

$$dq = v_x dz$$

Integrando:

$$\int dq = \int v_x dz$$



$$q = \int_{\psi 2}^{\psi 1} d\psi = \psi 1 - \psi 2 = \text{cte} \quad (1.67)$$

Una segunda propiedad de las líneas de flujo es que, estas no pueden cortarse dentro de la región de flujo, si las dos líneas de flujo convergen en un punto de contacto no hay área para el paso del agua y allí no se respeta la continuidad del gasto, lo cual es imposible bajo la hipótesis de la teoría de flujo.

La tercera propiedad se refiere a las líneas equipotenciales; en efecto, estas tampoco pueden cortarse, pues en ese punto el agua tendría a la vez dos cargas hidráulicas diferentes.

Entonces entre las interpretaciones físicas de estas dos familias de curvas se tiene:

Que si una curva une puntos en que  $\phi(x, z)$  es una constante; es decir, en esos puntos la carga total será constante, por lo cual se denominan “líneas equipotenciales”.

También se entiende que la trayectoria del agua tiene como ecuación precisamente a  $\psi(x, z) = \text{cte}$ , entonces las familias de curvas de  $\psi(x, z) = \text{cte}$

esta constituida precisamente por las trayectorias físicas reales del agua a través de la región de flujo, por esta razón las curvas  $\psi(x,z) = \text{cte}$  se denominan "líneas de flujo o de corriente".

### 1.7.3 La sección transformada

Nos permite reducir al caso de un suelo isotropo y homogéneo un suelo anisótropo, en que las permeabilidades del suelo  $K_x \neq K_z$  son diferentes, para ello se debe realizar la transformación de la sección con el fin de poder utilizar la ecuación de Laplace; la que está basada en que las permeabilidades es la misma en todas las direcciones; entonces este artificio de cálculo de transformación de coordenadas es la siguiente:

Para el caso que se desee transformar

$$\text{Las coordenadas de X: } X' = \sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \cdot X \quad (1.68)$$

$$\text{Las coordenadas de Z: } Z' = \sqrt{\frac{K_x}{K_z}} \cdot Z \quad (1.69)$$

Tener en cuenta que solo se debe transformar una de las dos coordenadas anteriores.

La permeabilidad a utilizar es:

$$K_e = \sqrt{K_x \cdot K_z} \quad (1.70)$$

### 1.7.4 Suelo no homogéneo

En el caso en el que el flujo de agua fluye en distintos suelos con diferentes permeabilidades, se puede deducir los ángulos de incidencia de las Líneas de Flujo, esto se aprecia en la figura 1.18. No solo cambia la dirección de las Líneas de Flujo en la separación entre los dos suelos, sino también la geometría de los rectángulos de la red de flujo.

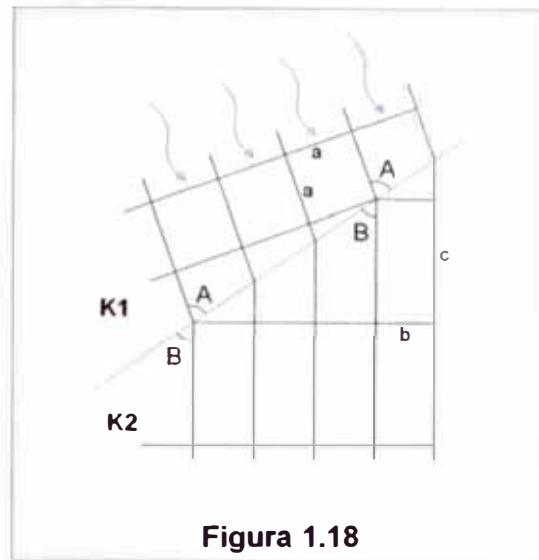


Figura 1.18

$$\frac{\tan B}{\tan A} = \frac{K_1}{K_2} \quad (1.71)$$

### 1.7.5 Método gráfico de la red de flujo

Conocido también como Método de Forchheimer en alusión a quien lo propuso; y luego desarrollado por A. Casagrande (1937). Este método tiene la ventaja de dar una visión directa del problema. Con el dibujo se puede apreciar claramente como influyen las diversas modificaciones sobre la resolución del problema. No son una determinación rigurosa del flujo, sino que pueden darnos una herramienta muy valiosa; ya que da una visión del problema de flujo. El inconveniente principal de la representación del la red, radica en la dificultad del dibujo de la misma; este Método se podría resumir en una serie de recomendaciones como las dadas por Casagrande, las que se detallan a continuación:

1.- Utilizar cada oportunidad para estudiar la apariencia de una correcta construcción de la red de flujo. Cuando el gráfico se hace conocido para el lector, es recomendable probar y dibujar esta red sin mirar la solución correcta. Repetir el proceso hasta obtener un grafico satisfactoriamente similar al original.

2.- Cuatro o cinco canales de flujo son normalmente suficientes para el primer intento, usar demasiados canales de flujo no es recomendable; pues recargará el gráfico y puede restarle importancia a aspectos que merezcan una mayor atención.

3.- Siempre mirar la apariencia de toda la red de flujo. No ajustar ningún detalle antes de que toda la red de flujo sea aproximadamente correcta.

4.- Frecuentemente, hay partes en la red donde las líneas de flujo pueden ser aproximadamente líneas rectas y paralelas. Entonces, los canales de flujo serán de igual ancho y los cuadrados serán de tamaño uniforme. Empezar a graficar la red en un área de este tipo, asumiendo que está compuesta de líneas rectas, puede facilitar la solución.

5.- La red de flujo en áreas confinadas limitada por superficies paralelas, es normalmente simétrica y constituida por curvas de forma elíptica.

6.- Los principiantes cometen el error de dibujar transiciones de forma exagerada entre secciones de trazo recto y curvo, ya sea en líneas equipotenciales o de flujo. Las transiciones deben ser suaves y por lo regular, de forma elíptica o parabólica. El tamaño de los cuadrados en cada canal variará también gradualmente.

7.- En general, el primer intento en lo que respecta a canales de flujo no nos lleva a una red de cuadrados aceptable. La caída de potencial entre dos líneas equipotenciales consecutivas que corresponden a un número arbitrario de canales de flujo; planteado inicialmente, no suelen ser una parte entera exacta de la pérdida total de potencial; así al terminar la red queda una última fila de rectángulos, en que la caída de potencial es una fracción de la considerada en el resto de la red.

Esta situación no es un inconveniente, ya que esta fracción de caída de potencial se tratará como tal; sin embargo, si por presentación se desea eliminar esta fracción, será necesario cambiar el número de canales de flujo ya sea por interpolación o empezando nuevamente. No se debe intentar convertir esta fila de rectángulos en fila de cuadrados realizando correcciones gráficas, a menos que los rectángulos estén próximos a convertirse en cuadrados.

8.- Debemos tener presente que las condiciones de frontera pueden introducir irregularidades en la red de flujo. En la figura 1.19 se puede apreciar los 4 tipos de condición de frontera el una presa.

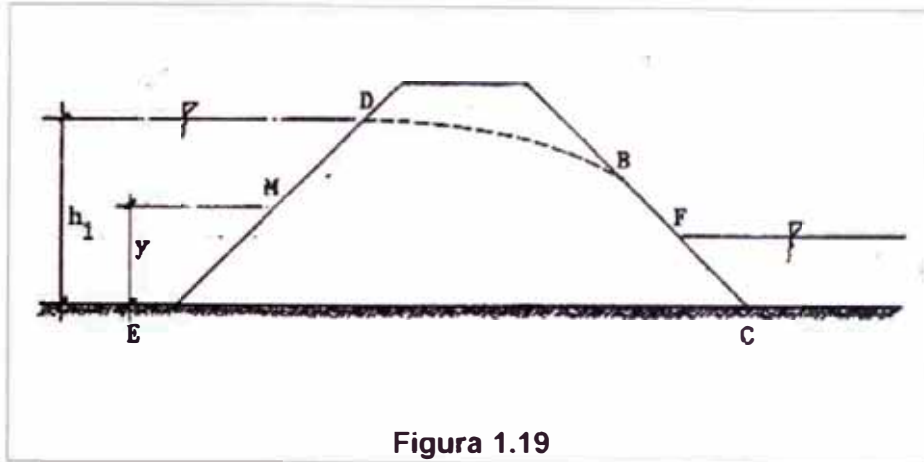


Figura 1.19

Fuente: Juárez Badillo (1984)

<u>LÍNEA</u>	<u>TIPO DE SUPERFICIE</u>	<u>CARACTERÍSTICA</u>
EC	Impermeable	Línea de flujo
ED y FC	Fluye el agua	Línea equipotencial
DB	Línea de flujo superior	Línea de flujo
BF	Superficie en contacto con el aire	No es Línea de flujo ni equipotencial

9.- Las superficies de descarga en contacto con el aire, no son líneas de flujo ni equipotenciales; así los cuadrados limitados por estas superficies no pueden ser completos. Sin embargo, estas superficies deben cumplir la condición de que dos puntos de esa superficie cortadas por dos equipotenciales sucesivas, estarán separadas verticalmente por una distancia  $\Delta h$ , que tiene que ser igual a la caída de carga hidráulica entre esas dos equipotenciales, como lo podemos apreciar en la figura 1.20 donde la superficie AB es una superficie abierta al aire.

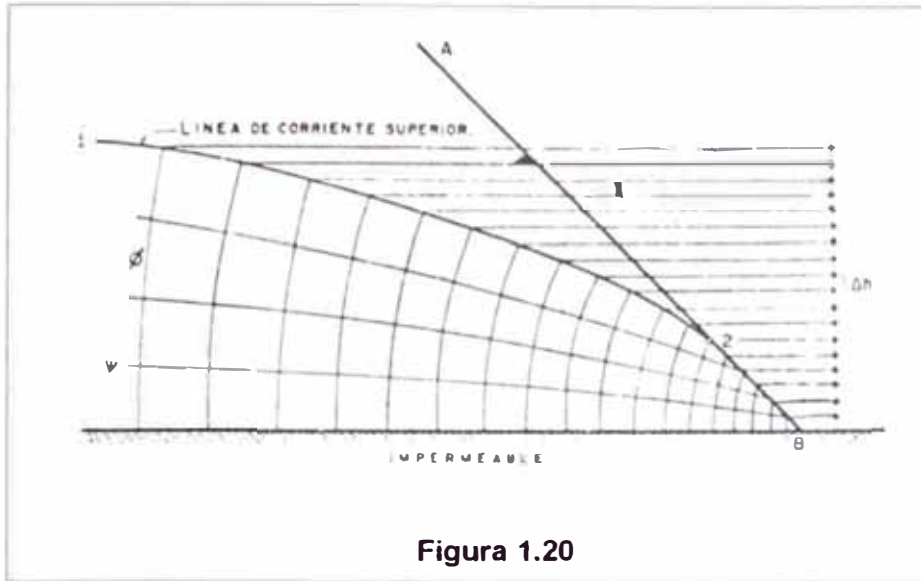


Figura 1.20

Fuente: Juárez Badillo (1984)

10.- Cuando construyamos una red de flujo que encierra una superficie Libre, debemos empezar asumiendo la superficie de descarga y el punto de descarga; así iniciamos la construcción de la red, trazando la Línea de flujo superior, desde el punto de entrada hasta el punto de descarga mencionado.

## **2. INFLUENCIA DE PRESIONES INTERSTICIALES SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN.**

### **2.1 Muro de contención**

Un muro de contención es una estructura que proporciona soporte lateral a una masa de material y en algunos casos soporta cargas verticales adicionales.

Es decir, el propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento.

En el caso de un deslizamiento de tierra, el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible de moverse. Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad. La estabilidad se debe principalmente a su peso propio y al material que se encuentra directamente sobre su base.

Deben diferenciarse dos condiciones de diseño de una estructura de contención totalmente diferentes, así tenemos:

#### **1. Condición de talud estable**

Este es el caso típico de muro de contención analizado en los textos de mecánica de suelos y fundaciones. Se supone que el suelo es homogéneo y se genera una presión de tierras de acuerdo a las teorías de Rankine o Coulomb; y la fuerza activa tiene una distribución de presiones en forma triangular.

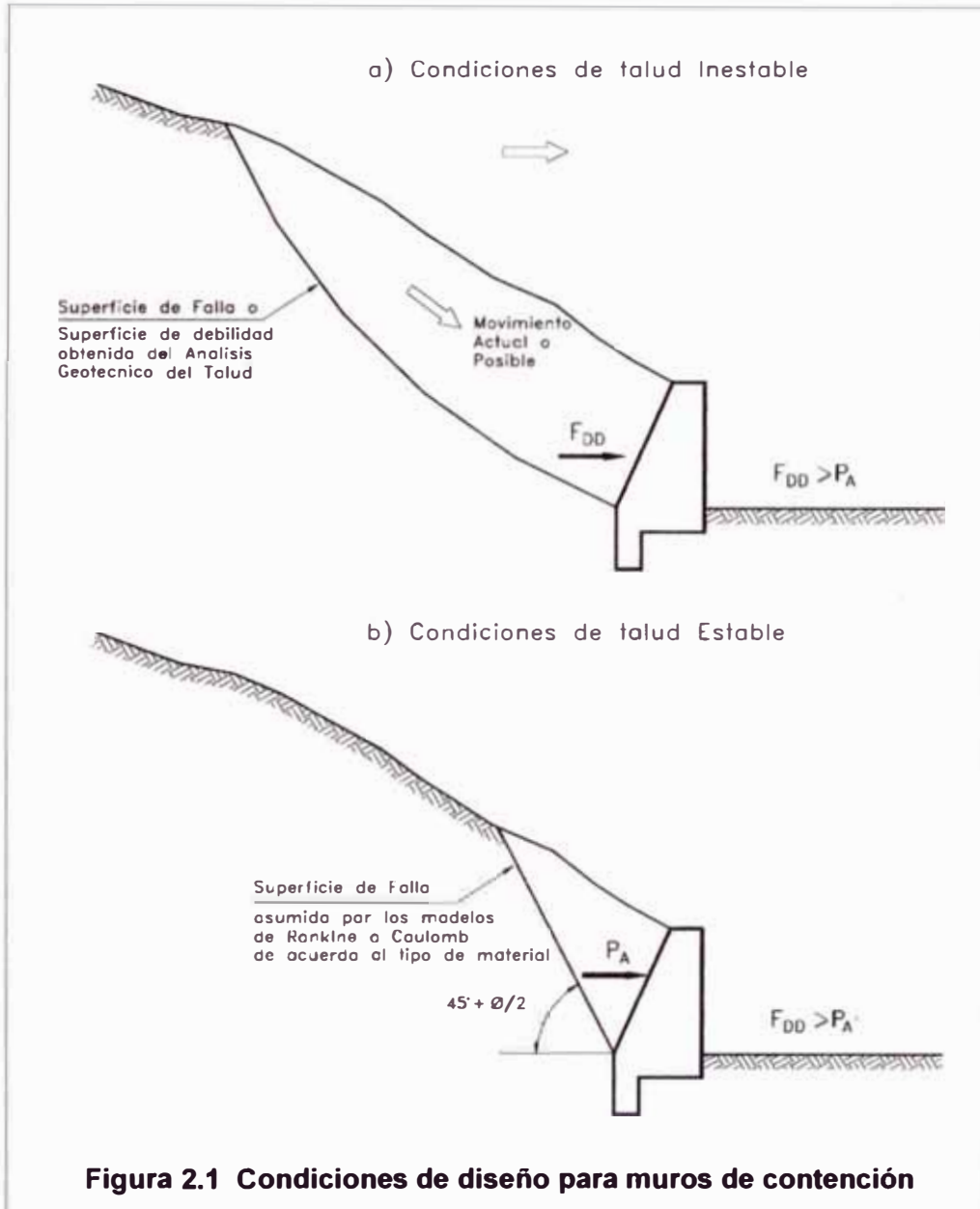
#### **2. Condición de deslizamiento**

En el caso de que exista la posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento o se trate de la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro; y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales (Figura 2.1). El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.



Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos, a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

El costo de construir una estructura de contención es generalmente mayor que el de conformar un talud; por lo tanto debe estudiarse con mucho cuidado su efectividad como método de estabilización, y durante el diseño debe hacerse todo el esfuerzo por mantener su altura lo más baja posible.



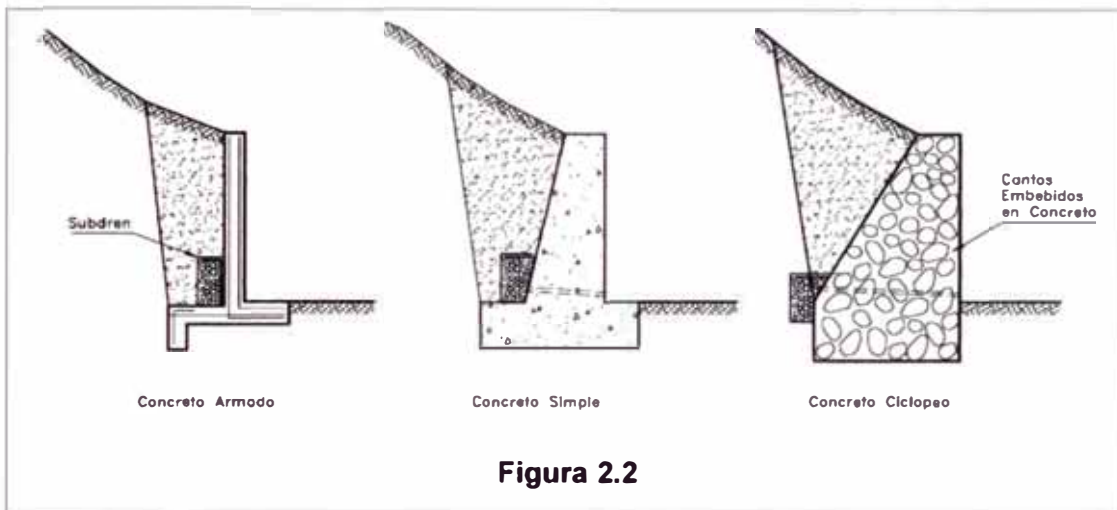
Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

## 2.2 Tipos de Estructura

Existen varios tipos generales de estructura y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas.

### 2.2.1. Muros masivos rígidos

Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma genera fuerzas de contención.



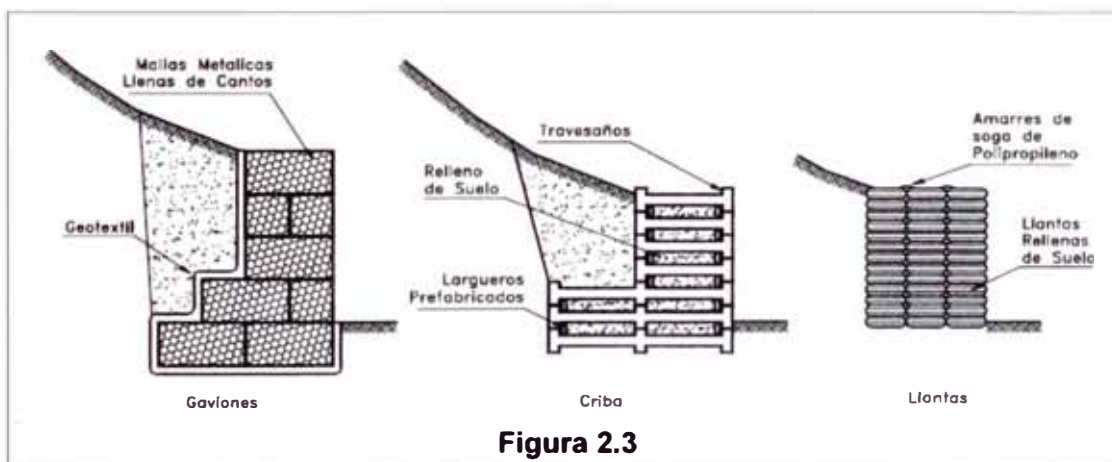
Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

Muro	Ventajas	Desventajas
<b>Concreto armado</b>	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas superiores a 10 metros, previo diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción en los cuales la mayoría de los maestros de tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas bien grandes, su propio peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.

<p><b>Concreto simple</b></p>	<p>Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior</p>	<p>Se requiere una buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesita cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que pueda trabajar efectivamente. Son antieconómicos para altura de más de 3 metros.</p>
<p><b>Concreto ciclópeo</b></p>	<p>Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.</p>	<p>El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.</p>

**2.2.2. Muros masivos Flexibles**

Son estructuras masivas flexibles. Se adaptan a los movimientos y su efectividad depende de su peso, y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura.



**Figura 2.3**

Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

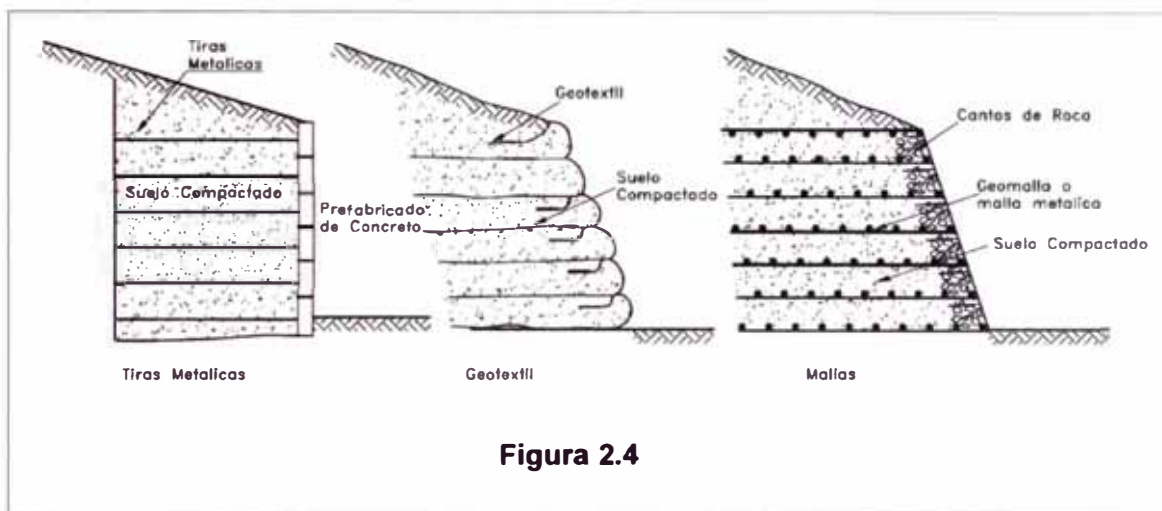
Muro	Ventajas	Desventajas
<b>Gaviones</b>	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos. Por ejemplo, en suelos residuales de granito se requiere cantos de bloques de roca los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de las mallas y las unidades generalmente no se hace un buen control de calidad.
<b>Cribas</b>	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Es costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a 7 metros
<b>Llantas (Neusol)</b>	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existe procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida
<b>Piedra - Pedraplén</b>	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

### 2.2.3. Tierra Reforzada

Las estructuras de tierra reforzada son terraplenes, donde el suelo es su principal componente y dentro de este; en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad.

Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía.

Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención



Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

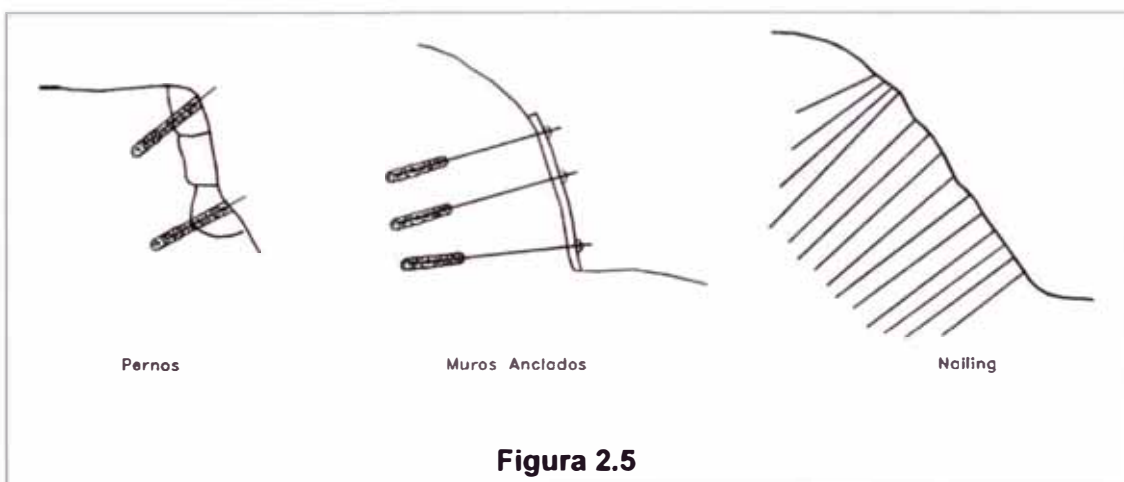
Tipo	Ventajas	Desventajas
<b>Refuerzo con tiras metálicas</b>	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos.	Las zonas de refuerzo requieren de protección especial contra la corrosión. Se requiere características especiales en el relleno Utilizado con los elementos de refuerzo.

<b>Refuerzo con geotextil</b>	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
<b>Refuerzo con malla</b>	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del elemento constituido la malla puede descomponerse o corroerse.

#### 2.2.4. Estructuras ancladas

En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento.

Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado, o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.



**Figura 2.5**

Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

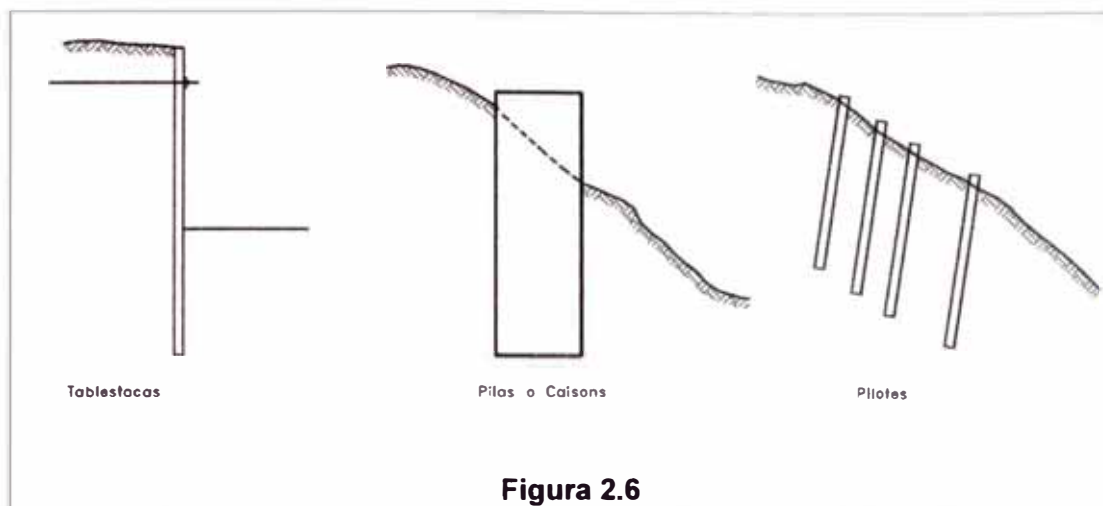


<b>Estructura</b>	<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
<b>Anclajes y pernos individuales</b>	Permite la estabilidad de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Pueden sufrir corrosión.
<b>Muros anclados</b>	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza en el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. su construcción es muy costosa
<b>Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)</b>	Muy eficientes como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico, lo cual los hace costosos.

### 2.2.5. Estructuras Enterradas

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.





**Figura 2.6**

Fuente: [www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7](http://www.erosion.com.co/cursos/course/view.php?id=7)

Estructura	Ventajas	Desventajas
<b>Tablestaca</b>	Su construcción es rápida y no requiere de cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se puede construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
<b>Pilotes</b>	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
<b>Pilas o Caissons</b>	No se requiere costra el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios Caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Existen otros tipos de muro de contención, los cuales no son analizados en la presente tesis, pero que generalmente, se pueden asimilar en su comportamiento a alguna de las estructuras indicadas anteriormente.

Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención, se debe realizar una comparación económica basada tanto en los costos iniciales de construcción, como en el costo subsecuente de mantenimiento.

### 2.3 Designaciones

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indican en la figura 2.7.

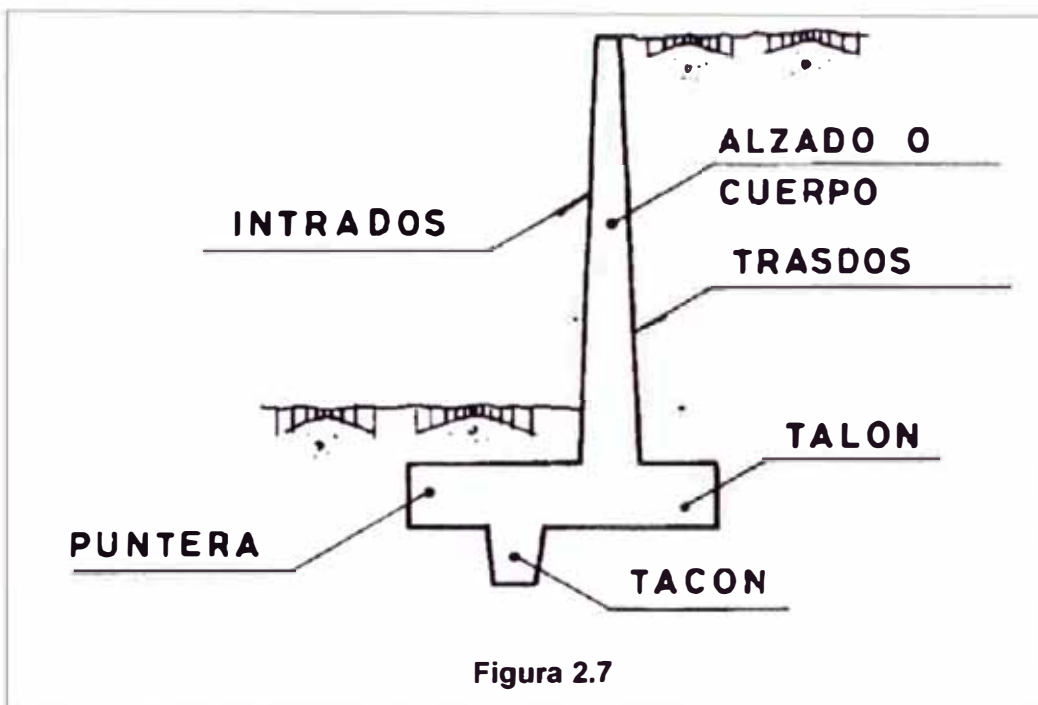


Figura 2.7

Fuente: [www.uclm.es/arealing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/arealing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

Un muro sin puntera es de uso poco frecuente en edificación.

Un muro sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena; en este caso el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma encierra, arrastra otros de tipo constructivo; ya que el terreno puede no estar drenado, la impermeabilización del trasdós no suele ser posible y por tanto, la impermeabilidad del muro será difícil de garantizar y el empuje del terreno puede ser de difícil evaluación.

En cuanto al tacón, se prescindirá de él cuando no exista problema de deslizamiento.

## 2.4 Presiones de tierra en condición de talud estable

En el caso de un corte o terraplén donde no existe posibilidad de ocurrencia de un deslizamiento grande masivo se acostumbra construir muros de contención para resistir las presiones generadas por la existencia de un talud de gran pendiente o semi-vertical.

La necesidad del muro, se debe a que dentro del suelo se generan unas presiones horizontales que puede inducir a la ocurrencia del derrumbamiento o deslizamiento de una cuña de suelo relativamente sub-superficial.

La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable, son una función de los materiales y las sobrecargas que la estructura soportan, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzo es indicado por un círculo y las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general, la envolvente de falla es curvilínea pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta.

Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura:

1. Presión en Reposo
2. Presión Activa
3. Presión Pasiva

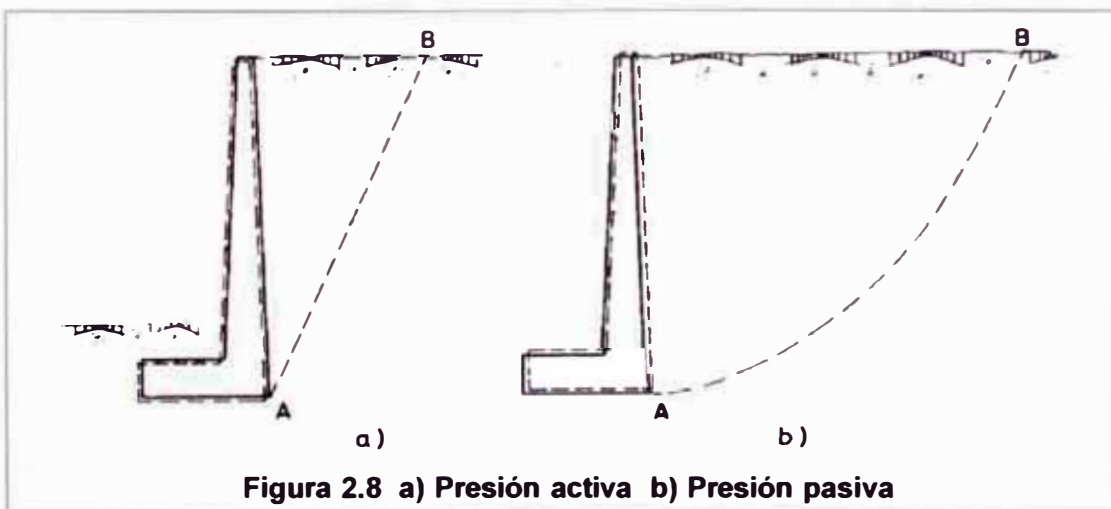


Figura 2.8 a) Presión activa b) Presión pasiva

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

La presión en reposo, se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo, de un muro de concreto armado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado.

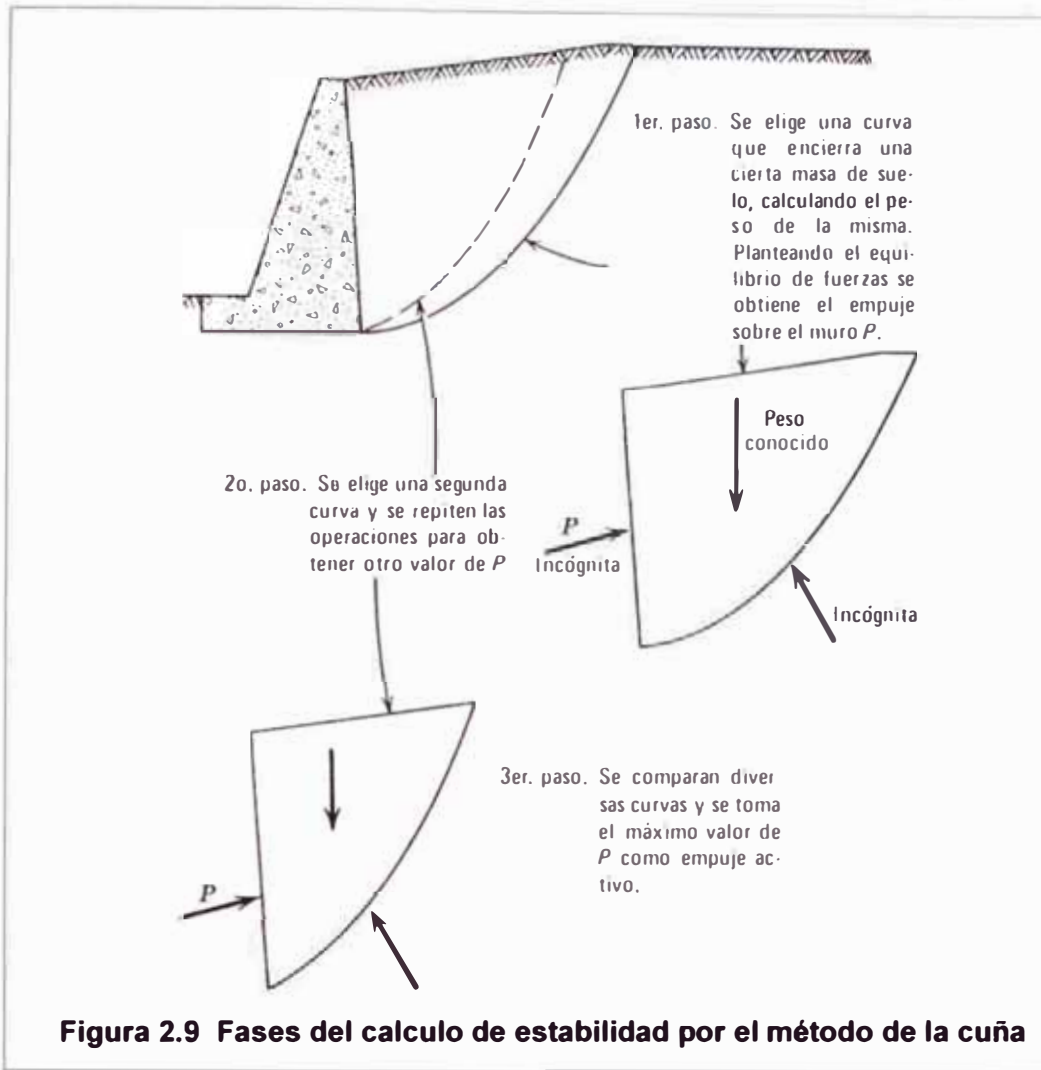
Los términos presión activa y presión pasiva, son utilizados para describir las condiciones límite de las presiones de tierra contra la estructura. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia fuera para alcanzar un valor mínimo (Figura 2.8.a). La presión pasiva, es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo (Figura 2.8.b). Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo, en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. Dependiendo en la magnitud de la deformación que haya ocurrido el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

#### **2.4.1 Cálculo del empuje activo por el método de la cuña**

El método de la cuña supone los siguientes pasos, representados en la Figura 2.9:

1. Se considera una cuña de suelo limitada por el trasdós del muro. La fuerza  $P$  que debe existir entre esta cuña y el muro se obtiene planteando las ecuaciones de equilibrio correspondientes a la cuña aislada.
2. Se considera otra cuña diferente, limitada por otro contorno en el terreno. Se vuelve a calcular la fuerza  $P$  existente entre el muro y la cuña.
3. La fuerza real que actuará sobre el muro, será el valor máximo de  $P$  obtenido al considerar todas las cuñas posibles.

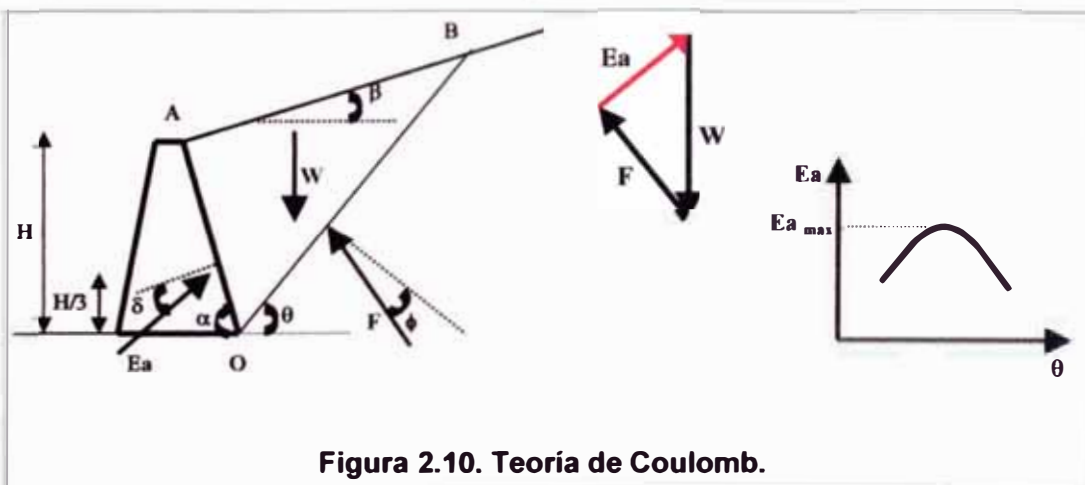
A pesar de que el empuje activo es el mínimo posible con el que el terreno puede estar en equilibrio, debemos determinar la cuña correspondiente al máximo valor de este empuje para que se cumpla la hipótesis de que se ha movilizado completamente la resistencia al corte del suelo.



Fuente: Lambe (2001)

### 2.4.2 Teoría de Coulomb.

Coulomb desarrolló su teoría para suelos granulares bien drenados en 1773.



La teoría se basa en suponer que al moverse el muro bajo la acción del empuje, se produce el deslizamiento de una cuña de terreno AOB, limitada por el trasdós del muro AO, por un plano que pase por el pie del muro y por la superficie del terreno. Por tanto, se establece una primera hipótesis, que es suponer una superficie de deslizamiento plana; lo cual no es del todo cierto, aunque el error introducido sea pequeño.

El resto de los supuestos de partida se pueden sintetizar en los siguientes puntos:

- Considera la existencia de fricción entre el terreno y el muro.
- Supone que el terreno es un material granular, homogéneo e isotrópico y que el drenaje es lo suficientemente bueno como para no considerar presiones intersticiales en el terreno.
- De todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es el que conlleva un valor de empuje máximo.
- La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de un cuerpo infinitamente largo.

El problema consiste ahora en determinar el plano de deslizamiento crítico que produce un valor máximo del empuje. Para ello se elige un plano arbitrario que forme un ángulo  $\alpha$  con la horizontal y se establece el equilibrio de la cuña AOB. Las fuerzas que intervienen son:

- Peso de la cuña AOB del terreno  $W$
- Reacción  $E_a$  del trasdós sobre el terreno, que formará un ángulo  $\delta$  con la normal al trasdós. Dicho ángulo será el de rozamiento entre muro y terreno.
- Reacción  $F$  de la masa de suelo sobre la cuña, que formará un ángulo  $\phi$  con la normal a la línea de rotura OB. Dicho ángulo será el de rozamiento interno del terreno.

Como se conoce  $W$  en magnitud y dirección y  $E_a$  y  $F$  en dirección, se podrá calcular el valor de estas dos últimas fuerzas a través del polígono de fuerzas que forman.

El peso de la cuña de terreno AOB viene dado por:

$$W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \frac{\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \quad (2.1)$$

Aplicando el teorema del seno al triángulo de fuerzas de la Figura 2.10 se obtiene la relación:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)}$$

Despejando  $E_a$  se obtiene:

$$E_a = \frac{\text{sen}(\theta - \phi) \cdot W}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (2.2)$$

Combinando las expresiones [2.1] y [2.2] se tiene el valor del empuje activo:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (2.3)$$

En esta ecuación se puede observar que el valor del empuje activo es función de  $\theta$ ,  $E_a = f(\theta)$ , ya que el resto de los términos son constantes y conocidos para una situación concreta.

Para obtener el valor del ángulo  $\theta$  que hace máximo el empuje activo, se deriva e iguala a cero la expresión [2.3], e introduciendo su valor en la ecuación se obtiene:

$$\frac{\partial E_a}{\partial \theta} = 0$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.4)$$

Esta expresión se puede escribir de una manera más sencilla como:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \quad (2.5)$$



En la que  $K_A$  es el coeficiente de empuje activo, y viene dado por:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\left( \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right)} \right]^2} \quad (2.6)$$

La distribución del empuje activo a lo largo de la altura del muro se puede obtener derivando la ecuación [2.5] con respecto a H:

$$\frac{\partial E_a}{\partial H} = \gamma \cdot H \cdot K_A$$

Como se puede observar, la distribución es lineal, dando un diagrama triangular. El punto de aplicación del empuje activo será el centro de gravedad del diagrama de fuerzas, que en este caso estará situado a una profundidad

$$Z = \frac{2}{3} \cdot H \text{ desde la coronación del muro.}$$

Para el cálculo del empuje pasivo, se tomo una cuña de material como muestra la Figura 2.11.

El valor del empuje pasivo  $E_p$  estará dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\left( \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right)} \right]^2} \quad (2.5)$$

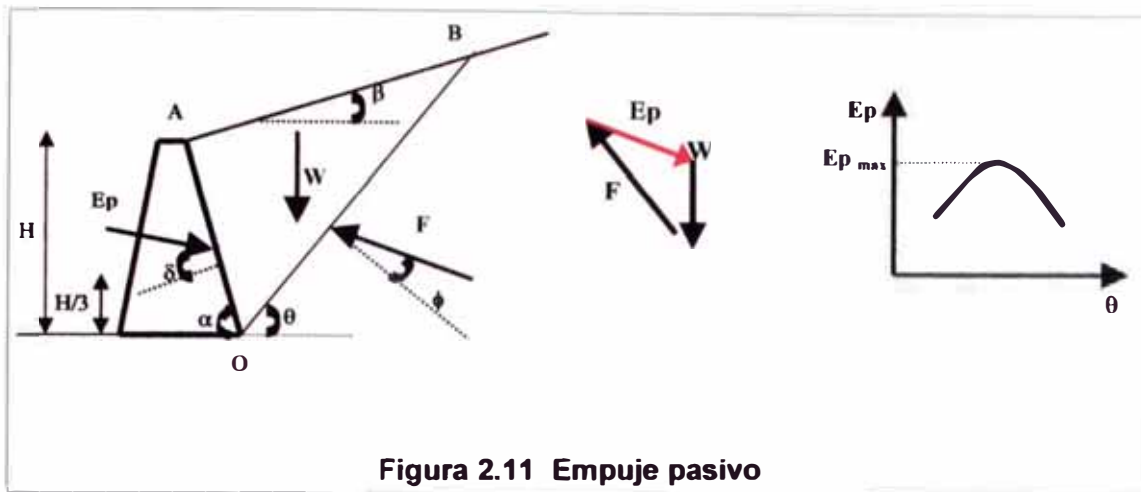


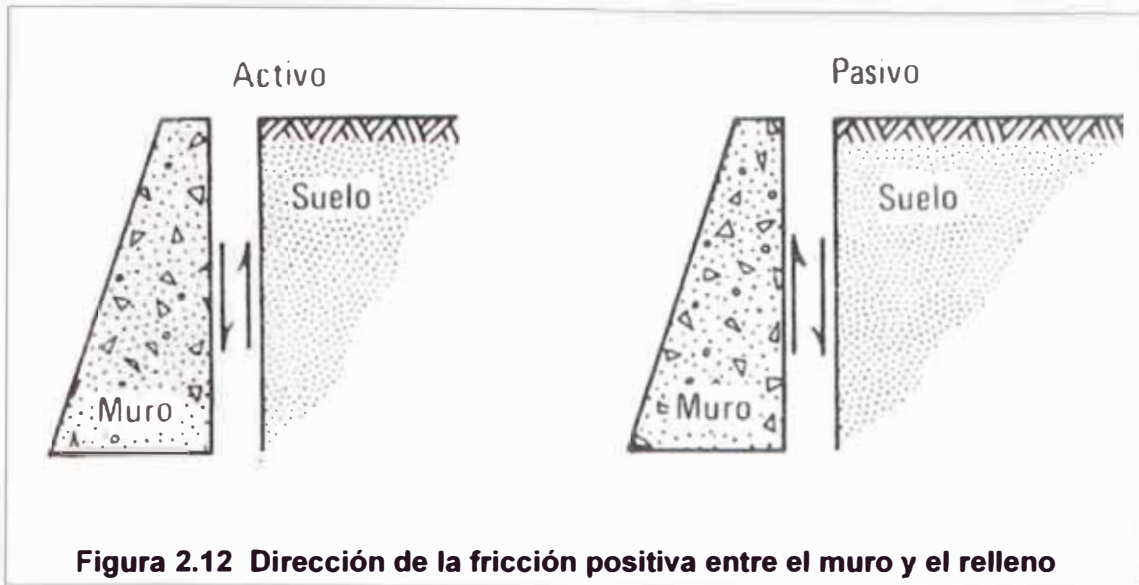
Figura 2.11 Empuje pasivo

En la que  $K_p$  es el coeficiente de empuje pasivo, y viene dado por:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\left( \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right)^2} \right]^2} \quad (2.6)$$

En el caso pasivo, La teoría de Coulomb con superficie de deslizamiento planas sobreestima el empuje pasivo, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de  $\delta$ , que es el ángulo de fricción entre trasdós del muro de retención y el suelo.

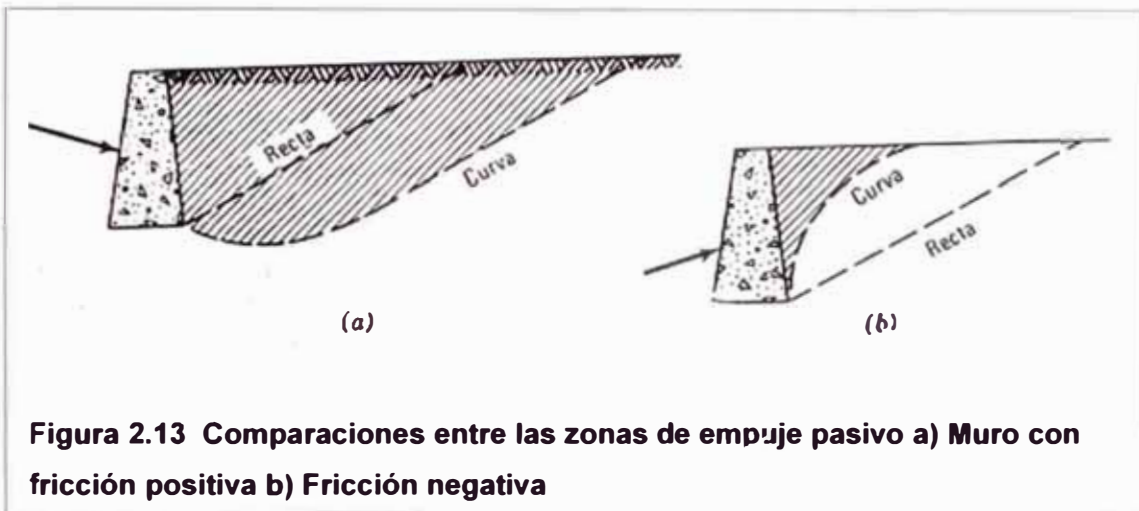
En la zona pasiva, la compresión horizontal debe estar acompañada por un desplazamiento hacia arriba sobre el muro, esta fuerza tangencial se denomina fricción positiva; como se muestra en la figura 2.12, sin embargo se puede desarrollar una fricción negativa cuyo signo se determina estudiando los desplazamientos



**Figura 2.12 Dirección de la fricción positiva entre el muro y el relleno**

Fuente: Lambe (2001)

Entonces la solución basada en cuñas con superficie de deslizamiento curvas da una resistencia pasiva menor, que la calculada con superficies planas como muestra la Figura 2.13.



**Figura 2.13 Comparaciones entre las zonas de empuje pasivo a) Muro con fricción positiva b) Fricción negativa**

Fuente: Lambe (2001)

Para solucionar los defectos de la teoría de Coulomb se sugiere utilizar otros métodos tales como las tablas de Caquot y Kerisel (1949) como lo muestra la Figura 2.14.

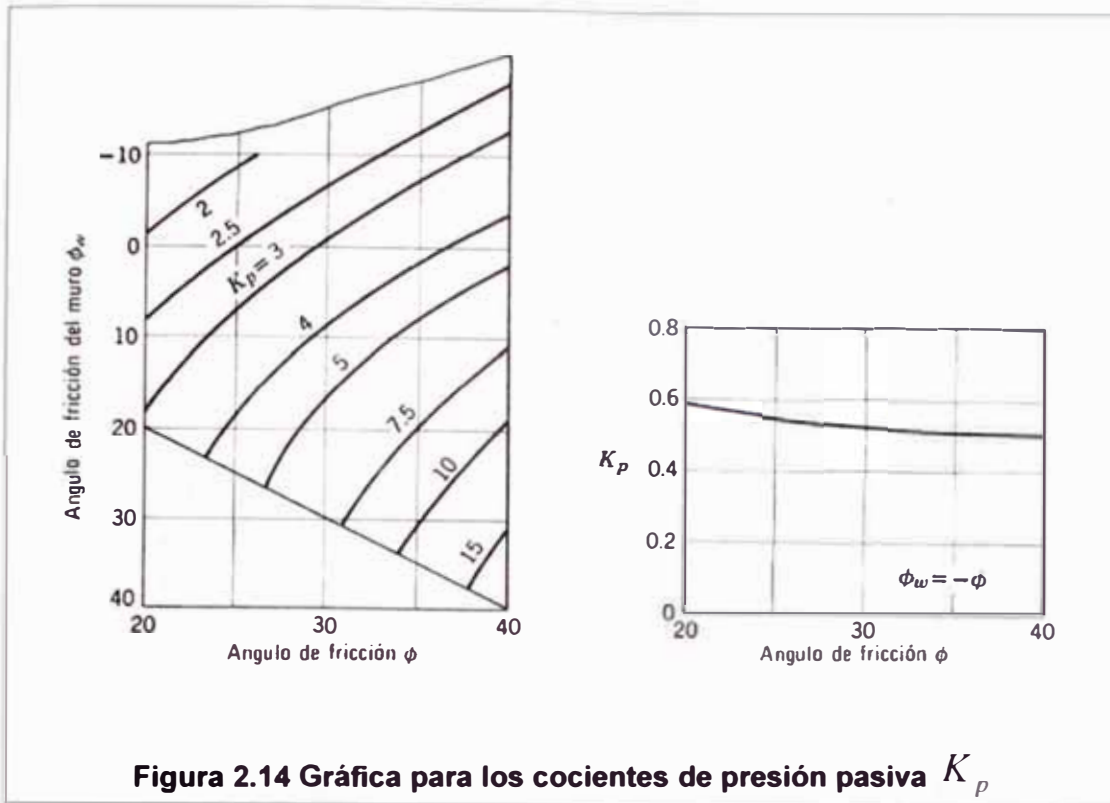


Figura 2.14 Gráfica para los cocientes de presión pasiva  $K_p$

Fuente: Lambe (2001)

## 2.5 Estabilidad de un muro de contención

### 2.5.1 Fuerzas actuantes sobre un muro de contención

Entre las fuerzas que actúan sobre un muro de contención en este caso tipo mensura o de voladizo como se muestra en la Figura 2.15 tenemos:

- El empuje activo
- El empuje pasivo
- $P_{muro}$ : peso del muro
- $P_{zap}$ : peso de la zapata
- $P_m$ : peso de suelo sobre la zapata
- $F$ : resistencia al deslizamiento
- $N$ : fuerza sustentante

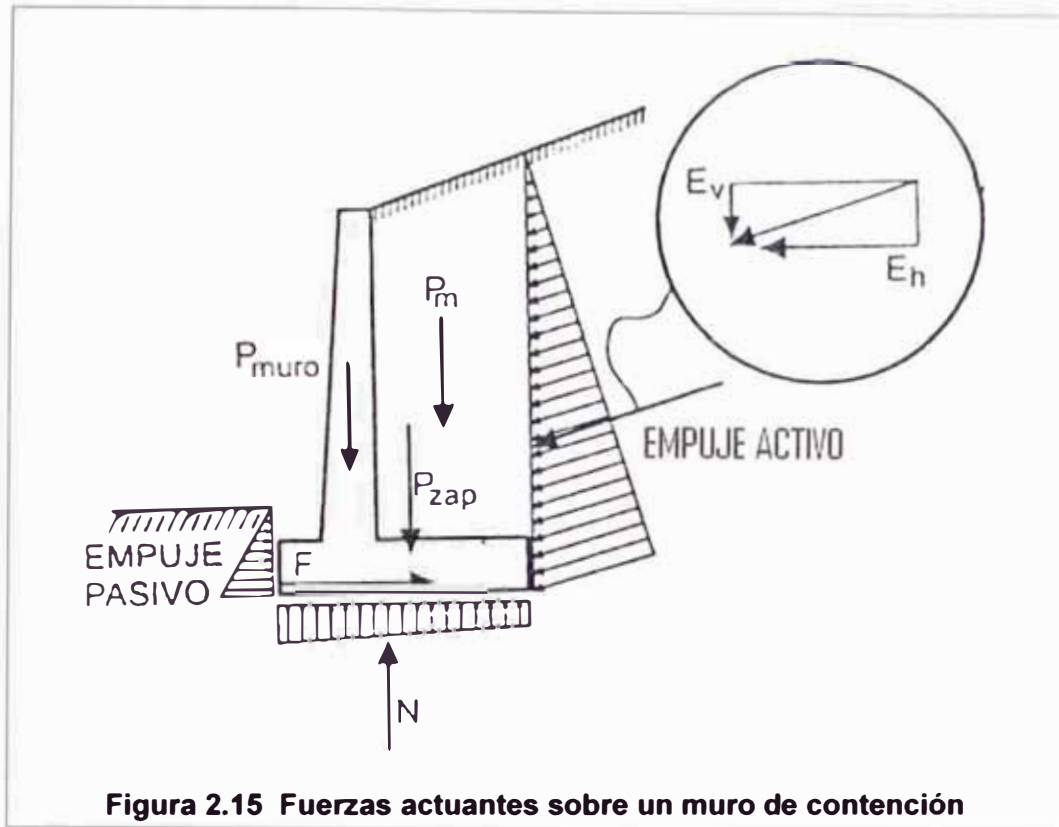


Figura 2.15 Fuerzas actuantes sobre un muro de contención

Fuente: Morales (2004)

### 2.5.2. Formas de agotamiento de los muros.

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

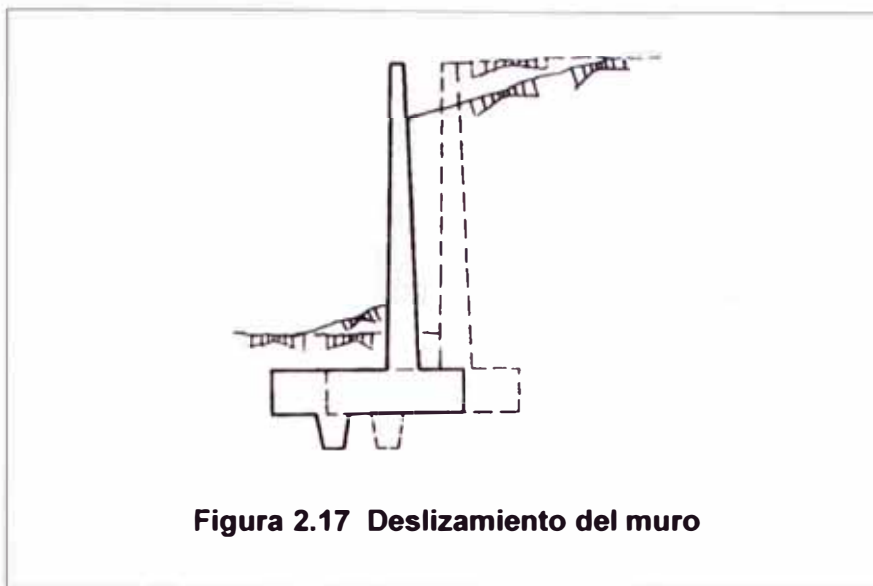
- Giro excesivo del muro (Figura 2.16)



Figura 2.16 Giro excesivo del muro

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Deslizamiento del muro (Figura 2.17)**

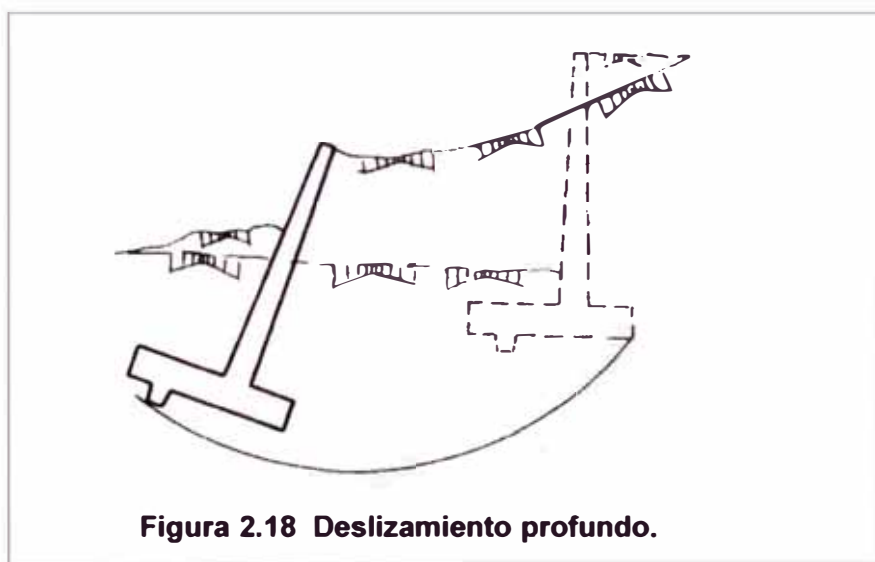


**Figura 2.17 Deslizamiento del muro**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Deslizamiento profundo del muro (Figura 2.18)**

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.



**Figura 2.18 Deslizamiento profundo.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Deformación excesiva del alzado (Figura 2.19)**

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

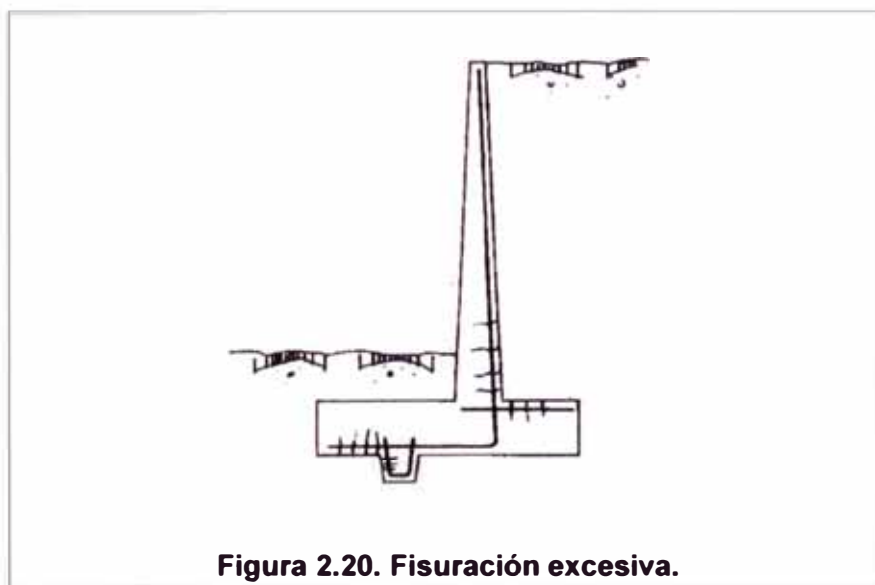


**Figura 2.19. Deformación excesiva del alzado.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Fisuración excesiva (Figura 2.20)**

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, pues no es observable.



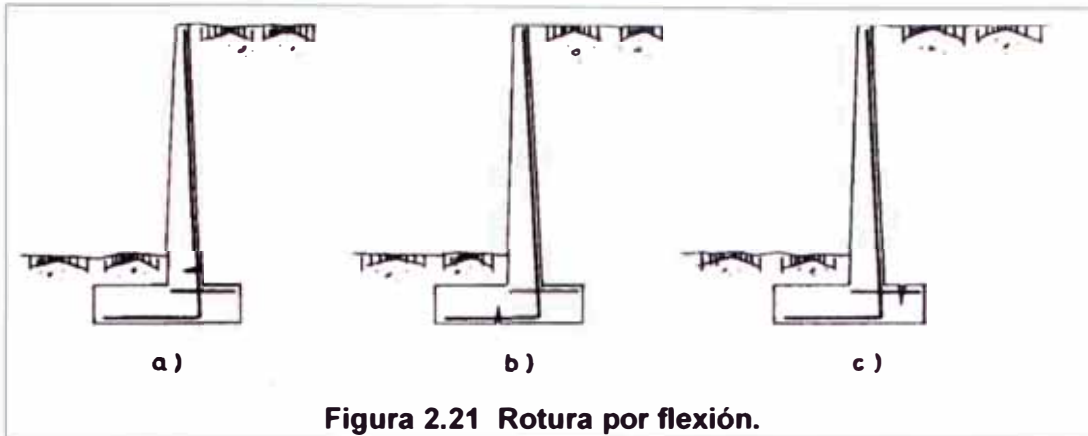
**Figura 2.20. Fisuración excesiva.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)



- **Rotura por flexión (Figura 2.21)**

Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en la cara de tracción; que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma de aviso.

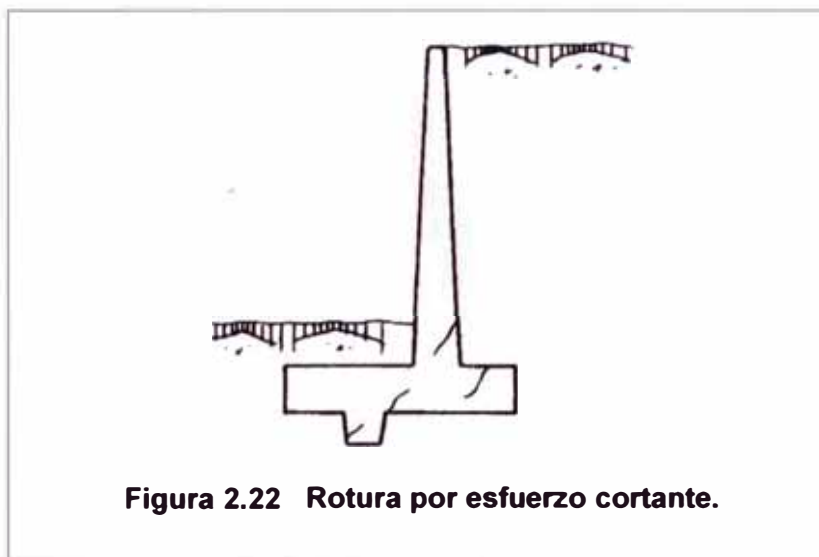


**Figura 2.21 Rotura por flexión.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Rotura por esfuerzo cortante (Figura 2.22).**

Puede producirse en el alzado, puntera, talón o tacón.

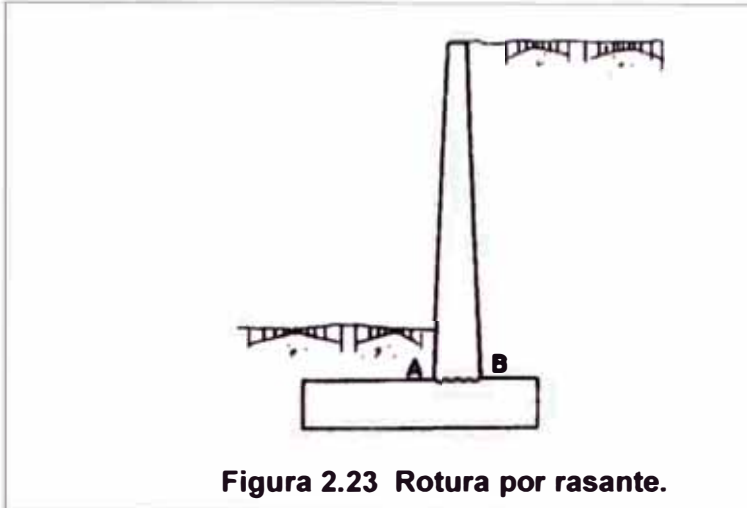


**Figura 2.22 Rotura por esfuerzo cortante.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Rotura por esfuerzo rasante (Figura 2.23)**

La sección peligrosa es la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

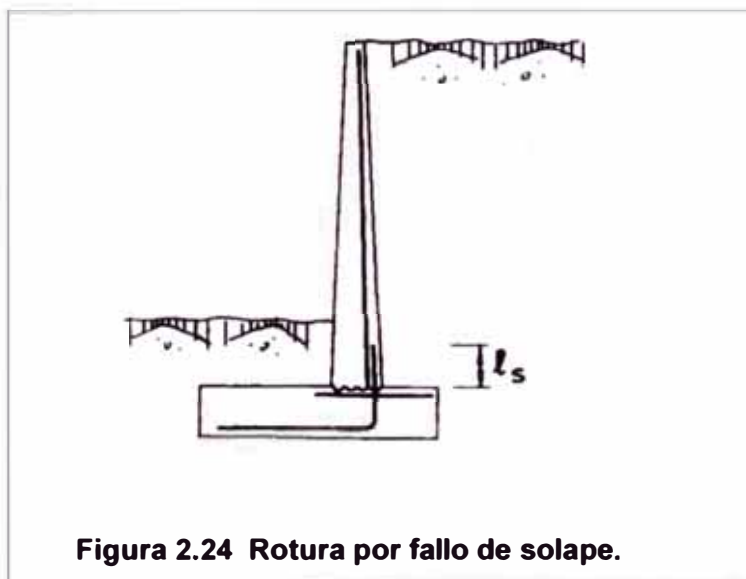


**Figura 2.23 Rotura por rasante.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

- **Rotura por fallo de solape (Figura 2.24)**

La sección peligrosa es la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe estudiarse detenidamente; pues por razones constructivas el solape ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.



**Figura 2.24 Rotura por fallo de solape.**

Fuente: [www.uclm.es/area/ing\\_rural/Trans\\_const/Muros.PDF](http://www.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF)

## 2.6 Presiones intersticiales en muros de contención

La presencia de agua detrás de una estructura de contención, tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de los muros que han fallado ha sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño o el proveer un adecuado drenaje detrás del muro. Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es de común ocurrencia.

### 2.6.1 Cálculo de los esfuerzos efectivos

Teniendo en cuenta que la presión geostática vertical total de un suelo húmedo y el peso específico del suelo que contribuye a estas presiones totales, es por supuesto el total  $\gamma_t$ , la presión total viene dado por la siguiente expresión:

$$\sigma_v = z \cdot \gamma_t \quad (2.7)$$

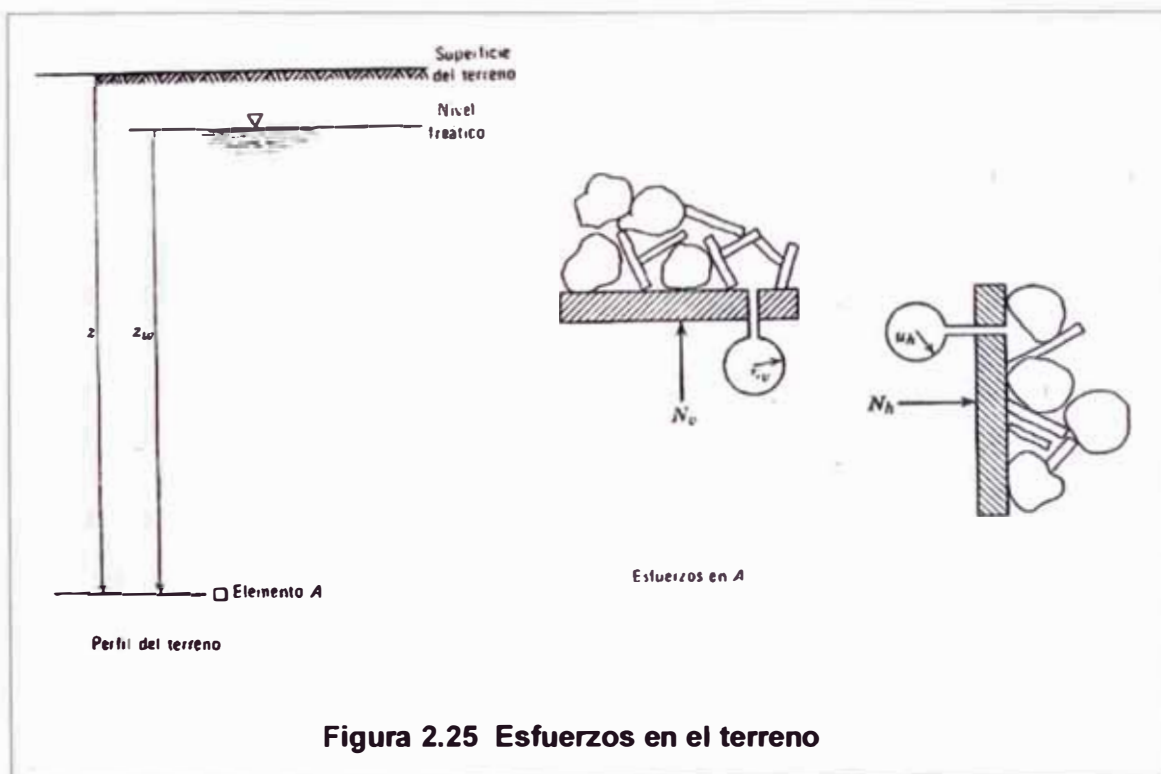


Figura 2.25 Esfuerzos en el terreno

Fuente: Lambe (2001)

El nivel para el cual la presión del agua intersticial es la atmosférica (es decir presión manométrica nula) se denomina nivel freático y la profundidad de este nivel hasta el elemento A es  $Z_w$  para el caso e la Figura 2.25. Además de los esfuerzos  $\sigma_v$  y  $\sigma_h$  también existen presiones de agua vertical  $u_v$  y horizontal  $u_h$ . Como  $u_v$  y  $u_h$  se miden al mismo nivel en nuestro elemento infinitamente pequeño y como el agua no puede soportar esfuerzos de corte estáticos.

$$u_v = u_h = u \quad (2.8)$$

$$u = Z_w \cdot \gamma_w \quad (2.9)$$

Entonces perpendicularmente a un plano cualquiera que pase por elemento A del terreno, existe un esfuerzo total  $\sigma$  y una presión intersticial o de poros  $u$ . Definamos ahora el esfuerzo efectivo  $\bar{\sigma}$ , como el valor del esfuerzo total  $\sigma$  menos la presión intersticial  $u$ :

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (2.10)$$

$$\bar{\sigma}_v = \sigma_v - u \quad (2.11)$$

$$\bar{\sigma}_h = \sigma_h - u \quad (2.12)$$

Además, el esfuerzo efectivo está relacionado mas directamente con el comportamiento del suelo que el esfuerzo total o la presión intersticial; por ejemplo un aumento del esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas de suelo, pasando a una agrupación mas compacta; sin embargo, un aumento análogo del esfuerzo total o de la presión intersticial manteniendo constante el esfuerzo efectivo, producirá lógicamente un efecto escaso o nulo sobre la compacidad de las partículas.

### 2.6.2 Análisis de un terreno sumergido

En la figura 2.26 se muestra una cuña de suelo limitada por el trasdós del muro. La fuerza P que debe existir entre esta cuña y el muro se obtiene planteando las ecuaciones de equilibrio correspondientes a la cuña aislada, siendo las fuerzas que actúan sobre la cuña:

P: Empuje total

W: Peso de la cuña de suelo

qs: Sobrecarga repartida

T: Resultado de los esfuerzos tangenciales de la masa de suelo sobre el mismo plano

N: Resultante de los esfuerzos normales en la masa de suelo sobre el mismo plano

U: Presión intersticial sobre el mismo plano

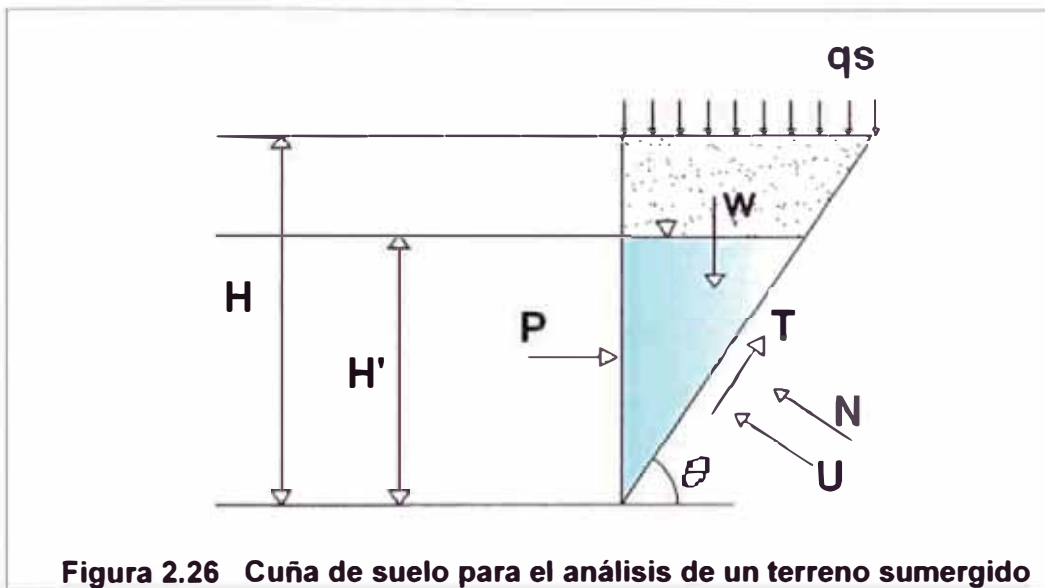


Figura 2.26 Cuña de suelo para el análisis de un terreno sumergido

Siendo:

$\gamma_i$ : Peso específico total en la zona saturada

$\gamma$ : Peso específico en la zona seca

$\gamma_w$ : Peso específico del agua

$\bar{\phi}$ : El ángulo de fricción de esfuerzos efectivos

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot (H')^2 \cdot \cot \theta + \gamma \cdot (H - H') \cdot H' \cdot \cot \theta + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H - H')^2 \cdot \cot \theta$$

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot (H')^2 \cdot \cot \theta + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \cot \theta \cdot (H^2 - H'^2) \quad (2.13)$$

$$U = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2}{\text{sen}\theta} \quad (2.14)$$

$$T = N \cdot \tan \bar{\phi} \quad (2.15)$$

Suma de fuerzas verticales:

$$W + qs \cdot H \cdot \cot \theta - T \cdot \text{sen}\theta - N \cdot \cos \theta - U \cdot \cos \theta = 0 \quad (2.16)$$

Teniendo en cuenta los términos (2.14) y (2.15) en la ecuación (2.16), además:

$$\gamma_t - \gamma_w = \gamma_b \quad (2.17)$$

Siendo  $\gamma_b$  peso específico sumergido tenemos:

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot (H')^2 \cdot \cot \theta + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \cot \theta \cdot (H^2 - H'^2) + qs \cdot H \cdot \cot \theta = N(\cos \theta + \text{sen}\theta \cdot \tan \bar{\phi})$$

Suma de fuerzas horizontales

$$P - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 - N \cdot \text{sen}\theta + T \cdot \cos \theta = 0 \quad (2.18)$$

De las dos ecuaciones de sumas verticales y de sumas horizontales tenemos:

$$P = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot (H')^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - H'^2) + qs \cdot H \right) \cdot \cot \theta \cdot \tan(\theta - \bar{\phi}) + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2.19)$$

Para obtener el valor del ángulo  $\theta$  que hace máximo el empuje total P, se deriva e iguala a cero la ecuación (2.19), e introduciendo su valor en la ecuación se obtiene:

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \Rightarrow \theta = 45 + \frac{\bar{\phi}}{2} \quad (2.20)$$

$$P = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot (H')^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - H'^2) + qs \cdot H \right) \cdot \frac{1 - \overline{\text{sen}\phi}}{1 + \overline{\text{sen}\phi}} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

Entonces  $K_A = \frac{1 - \overline{\text{sen}\phi}}{1 + \overline{\text{sen}\phi}}$  sustituyendo tenemos:

$$P = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot (H')^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - H'^2) + qs \cdot H \right) \cdot \frac{1 - \overline{\text{sen}\phi}}{1 + \overline{\text{sen}\phi}} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H'^2$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot [\gamma \cdot H^2 - (\gamma - \gamma_b) \cdot H'^2 +] \cdot K_A + qs \cdot H \cdot K_A + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad (2.21)$$

Este esfuerzo total P de la ecuación (2.21) se compone de tres partes:

1. El término  $\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H'^2$  es el empuje ejercido por el agua intersticial y tiene exactamente la misma magnitud que si no existiera en suelo.
2. El término  $\frac{1}{2} \cdot [\gamma \cdot H^2 - (\gamma - \gamma_b) \cdot H'^2 +] \cdot K_A$  es el empuje ejercido por el esqueleto mineral debido a su peso propio, en cuyo término aparece el peso específico sumergido.
3. El término  $qs \cdot H \cdot K_A$  es el empuje ejercido por el esqueleto mineral, por efecto de la sobrecarga. Este término, es exactamente el mismo que en el caso de un relleno seco.

Con este cálculo se obtiene como resultado las presiones efectivas que actúan sobre el muro:

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \cdot [\gamma \cdot H^2 - (\gamma - \gamma_b) \cdot H'^2 +] \cdot K_A + qs \cdot H \cdot K_A \quad (2.22)$$

El empuje total producido por el relleno, es la suma de los efectos de la presión intersticial y de las presiones efectivas:

$$P = \bar{P} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad (2.23)$$



## 2.7 Drenaje subterráneo en muros de contención

### 2.7.1 Concepto de drenaje subterráneo

La palabra drenaje; en general, significa la remoción de los excesos de agua, entonces el drenaje subterráneo o subsuperficial tiene como finalidad controlar la posición de la tabla freática, nivel freático o napa freática; para ello se elimina el agua infiltrada procedente de la lluvia, riegos u otros orígenes. Generalmente, el nivel freático se ubica sobre un estrato impermeable, el cual impide el movimiento vertical del agua, produciendo la condición de suelo saturado.

### 2.7.2 Drenaje subterráneo de tierras en laderas y el subdrenaje interceptor

En tierras de laderas, el flujo del exterior que procede de las zonas más altas puede controlarse con subdrenes interceptores.

Este tipo de subdrenes tienen como misión interceptar el flujo subsuperficial de agua que se mueve a una determinada dirección y desviarlo de la misma, se emplean para disminuir la recarga al área problema proveniente de aportes laterales; es decir, para disminuir el problema de la zona baja de la fuente que está en la zona alta, haciéndolo dependiente solo de su propia recarga.

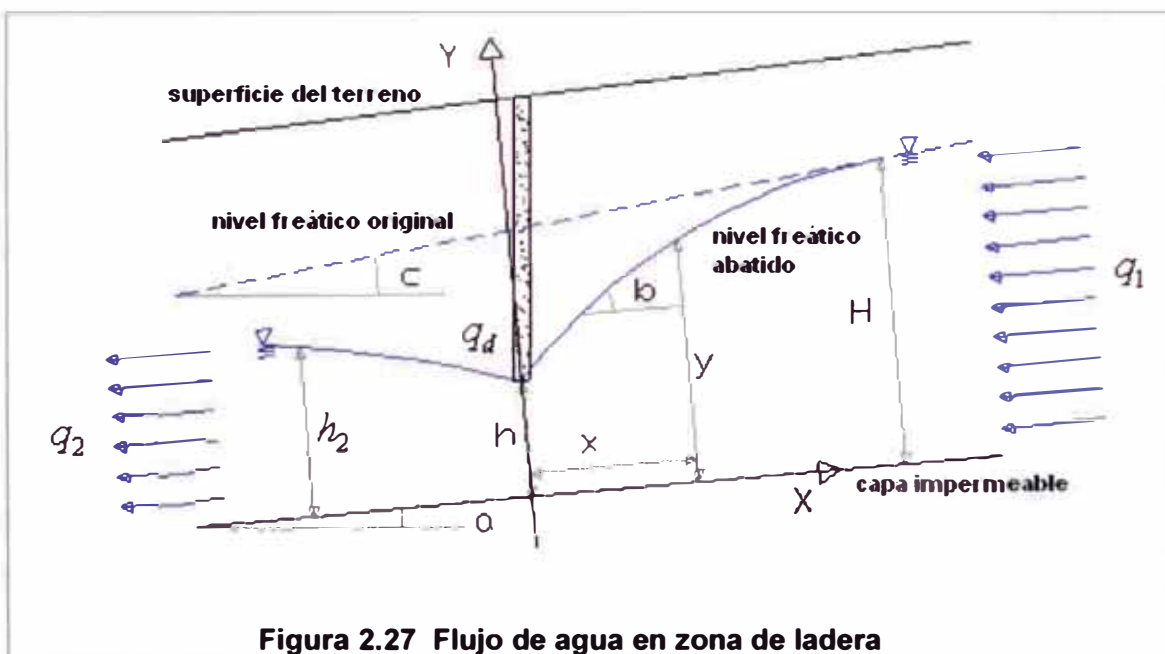


Figura 2.27 Flujo de agua en zona de ladera

Teniendo en cuenta que:

$a$  = Ángulo entre la capa impermeable y el plano horizontal

$b$  = Ángulo entre la capa de agua después de drenar y la capa impermeable

$c$  = Ángulo de la napa freática inicial y el plano horizontal

$K$  = Coeficiente de permeabilidad

$q_1$  = Caudal por unidad de ancho antes de instalar los drenes

$q_2$  = Caudal por unidad de ancho, hacia aguas debajo de la ladera, después de haber instalado los drenes.

Entonces antes de instalar el dren, de acuerdo a la Ley de Darcy se tiene que:

$$q_1 = K \cdot (H + x \cdot \tan(c - a)) \cdot \tan(c) \quad (2.24)$$

Considerando que  $a \cong c$  que son ángulos pequeños, entonces la capa impermeable y la capa de agua inicial tiene una pendiente:

$$\operatorname{tg}(c) = S$$

$$q_1 = K \cdot H \cdot S \quad (2.25)$$

Al existir un dren interceptor se produce una depresión del nivel freático.

Con la presencia de los drenes interceptores, se tiene:

$$q = K \cdot y \cdot \operatorname{tg}(a + b) \quad (2.26)$$

Para valores pequeños de  $a$  y  $b$  además considerando que  $a \cong c$ :

$$\operatorname{tg}(a) = S \quad (2.27)$$

$$\operatorname{tg}(a + b) = \operatorname{tg}(a) + \operatorname{tg}(b) = S + \frac{dy}{dx} \quad (2.28)$$

Siendo:

$S =$  gradiente hidráulico

$$q = K \cdot y \cdot \left( S + \frac{dy}{dx} \right) \quad (2.29)$$

Como  $q$  es constante aguas arriba de la ladera entonces:

$$q - K \cdot S \cdot y = K \cdot y \cdot \left( \frac{dy}{dx} \right)$$

$$dx = \frac{K \cdot y \cdot dy}{q - K \cdot y \cdot S}$$

$$\int_0^x dx = \int_h^y \frac{K \cdot y \cdot dy}{q - K \cdot y \cdot S}$$

$$\int_0^x dx = -\frac{1}{S} \cdot \left( \int_h^y dy + \frac{q}{K \cdot S} \cdot \int_h^y d(K \cdot S \cdot y - q) \right)$$

$$x = -\frac{1}{S} \cdot \left( y - h - \frac{q}{K \cdot S} \cdot \left( \ln \left( \frac{q - K \cdot S \cdot h}{q - K \cdot S \cdot y} \right) \right) \right)$$

$$x = \frac{1}{S} \cdot \left( (h - y) + \frac{q}{K \cdot S} \cdot \left( \ln \left( \frac{q - K \cdot S \cdot h}{q - K \cdot S \cdot y} \right) \right) \right) \quad (2.30)$$

Sustituyendo  $q$  por  $q_1$  en la ecuación (2.30):

$$x = \frac{1}{S} \cdot \left( (h - y) + H \cdot \left( \ln \left( \frac{H - h}{H - y} \right) \right) \right) \quad (2.31)$$

La descarga por unidad de anchura hacia aguas debajo de la ladera es:

$$q_2 = K \cdot h_2 \cdot \tan(c) \quad (2.32)$$

$$q_2 = K \cdot H \cdot \tan(c) \cdot \frac{h_2}{H} \quad (2.33)$$

Sustituyendo la ecuación (2.25) en la (2.33):

$$q_2 = q_1 \cdot \frac{h_2}{H} \quad (2.34)$$

La descarga del dren interceptor por unidad de ancho  $q_d$  es:

$$q_d = q_1 - q_2 \quad (2.35)$$

Entonces.

$$q_d = \frac{H - h_2}{H} \cdot q_1 \quad (2.36)$$

### 2.7.3 Situación permanente

Este estado ocurre generalmente en zonas húmedas, donde la precipitación es más o menos constante durante un largo periodo de tiempo y sus fluctuaciones no son amplias.

Para este caso, se supone que la recarga en una área es constante e igual a la salida del agua por el sistema de drenaje; en otras palabras, se tiene que entender que el flujo hacia los drenes es permanente. Esto quiere decir que la cantidad de agua que alimenta la napa freática en forma constante, es la misma que la que fluye hacia los drenes y sale por ellos sin variación en el tiempo.

La situación de la napa freática es entonces constante como se muestra en la Figura 2.28

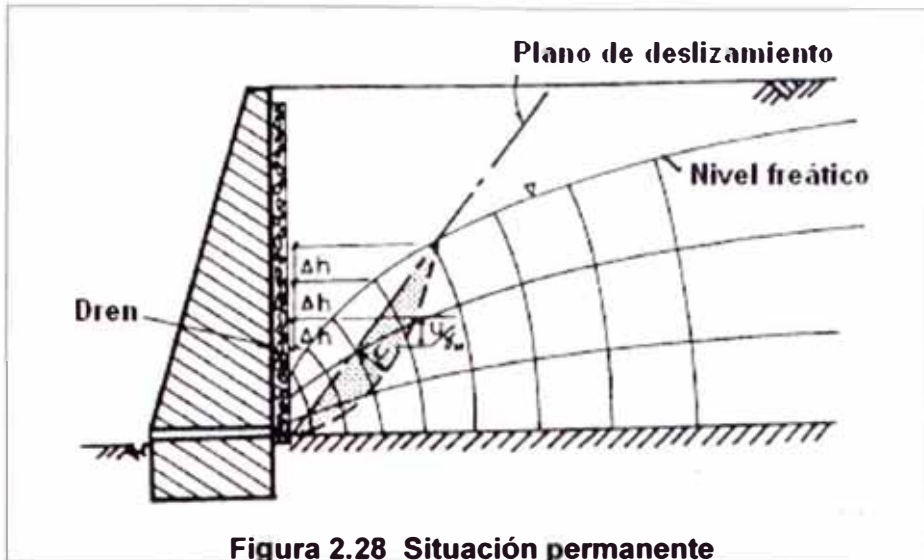


Figura 2.28 Situación permanente

Fuente: [www.etcg.upc.es](http://www.etcg.upc.es) - modificado

### 2.7.3.1 Cálculo del caudal por abatimiento del nivel freático

Para este cálculo del caudal por abatimiento tenemos que reconocer dos situaciones de abatimientos los cuales son:

- Caudal de abatimiento del nivel freático en zona de ladera
- Caudal de abatimiento del nivel freático en zona plana

#### a. Caudal de abatimiento del nivel freático en zona de ladera

- Para el cálculo del caudal de abatimiento en una zona de ladera, se determina mediante el uso de un dren interceptor como se demostró en el subtítulo 2.7.2 de este Capítulo. Con el fin de controlar el nivel freático, el flujo procedente de las zonas altas y haciendo independiente la zona baja solo por su propia recarga. Entonces el caudal de descarga del dren será:

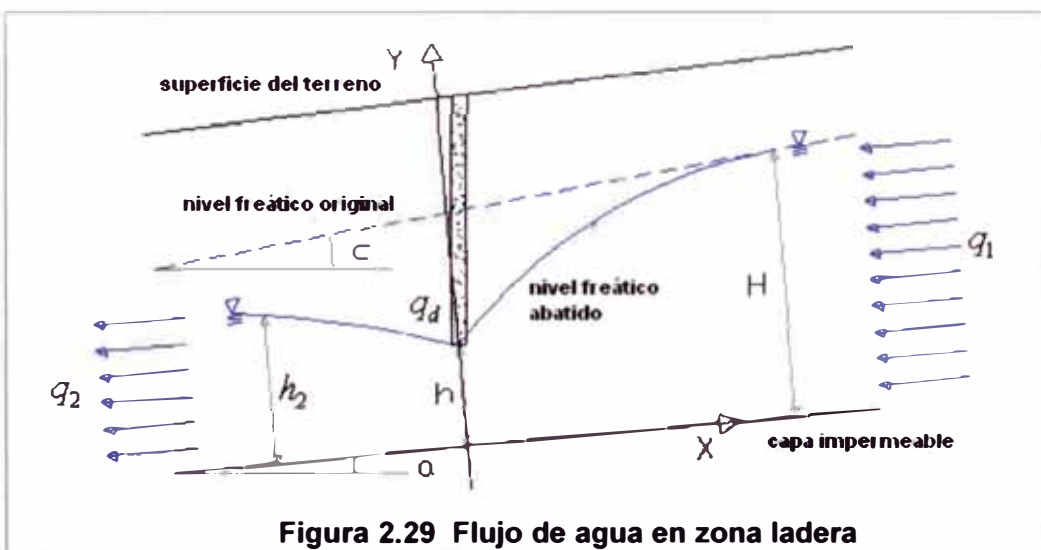


Figura 2.29 Flujo de agua en zona ladera

$$q_d = \frac{H - h_2}{H} \cdot q_1 \quad , \quad q_1 = K \cdot H \cdot S$$

$$q_d = K \cdot S \cdot (H - h_2) \quad (2.37)$$

Siendo:

$q_d$  = Descarga del dren por unidad de ancho

$q_1$  = Caudal por unidad de ancho antes de instalar los drenes

K = Coeficiente de permeabilidad

H = Espesor del acuífero saturado antes de instalar el subden

$h_2$  = Altura del nivel freático en la zona baja después de instalar el dren este

valor podría aproximarse a:  $h_2 \approx h$

S = Gradiente hidráulico que es igual a la pendiente de la capa impermeable

$S = \tan(\alpha)$

### b. Caudal de abatimiento del nivel freático en zona plana

En zonas planas donde el nivel freático o nivel de agua alcancen un nivel considerable entonces, es necesario abatir este nivel por medio de subdrenes, de manera que no genere problemas por los excesos de agua como se muestra en la Figura 2.30. El cálculo de este caudal se basa a los siguientes parámetros

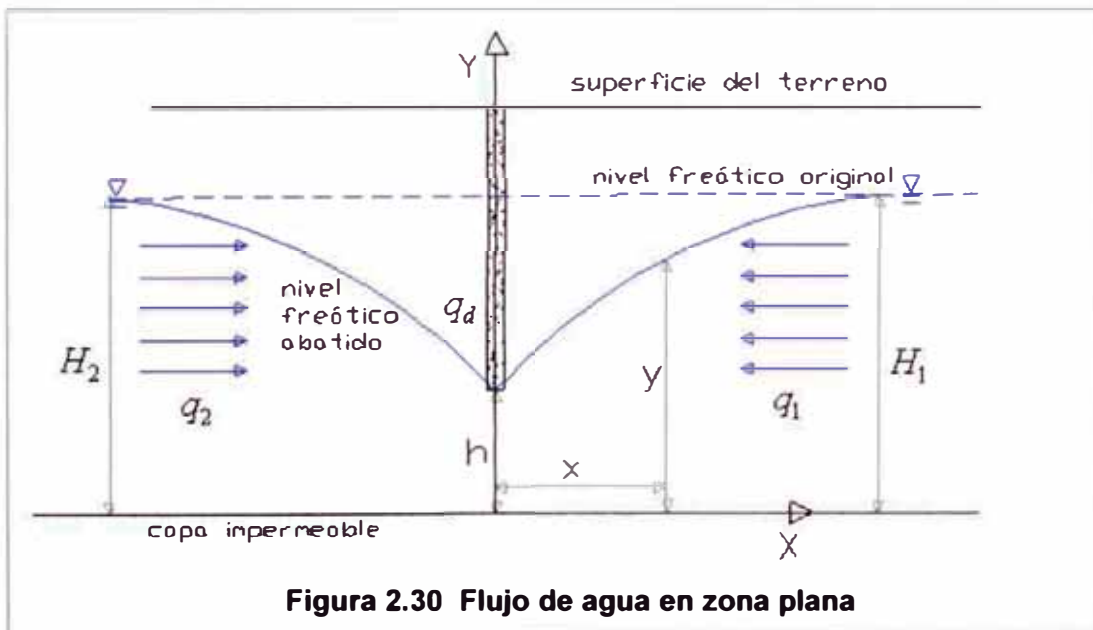


Figura 2.30 Flujo de agua en zona plana

De acuerdo a la ley de Darcy considerando solo un lado. El caudal de descarga por unidad de ancho es:

$$q = K \cdot y \cdot \left(\frac{dy}{dx}\right) \Rightarrow q \cdot dx = K \cdot y \cdot (dy)$$

$$\int_0^x q \cdot dx = \int_h^H K \cdot y \cdot dy$$

$$q \cdot X = K \cdot \left(\frac{H^2}{2} - \frac{h^2}{2}\right)$$

$$q = \frac{K}{X} \cdot \left(\frac{H^2 - h^2}{2}\right) \quad (2.38)$$

Entonces los valores para  $q_1$  y  $q_2$  serán respectivamente:

$$q_1 = \frac{K}{X_1} \cdot \left(\frac{H_1^2 - h^2}{2}\right) \quad q_2 = \frac{K}{X_2} \cdot \left(\frac{H_2^2 - h^2}{2}\right)$$

El caudal de descarga del dren por unidad de ancho será:

$$q_d = q_1 + q_2 \quad (2.39)$$

Al considerar una zona plana, los dos lados son simétricos entonces:  $H_1 = H_2$

$$q_1 = q_2 \quad (2.40)$$

$$q_d = \frac{K}{X_1} \cdot (H_1^2 - h^2) \quad (2.41)$$

#### 2.7.4 Situación transitoria

Esta situación ocurre cuando el relleno de un muro de contención queda expuesto a la acción de la infiltración del agua debido a la lluvia o el riego, para esta situación se analiza 2 tipos de drenes:

- relleno con dren vertical
- relleno con dren inclinado



### 2.7.4.1 Relleno con dren vertical

La disposición de este dren es de forma vertical apoyada en el trasdós del muro, con la red de flujo correspondiente a una lluvia o riego como se muestra en la Figura 2.31.

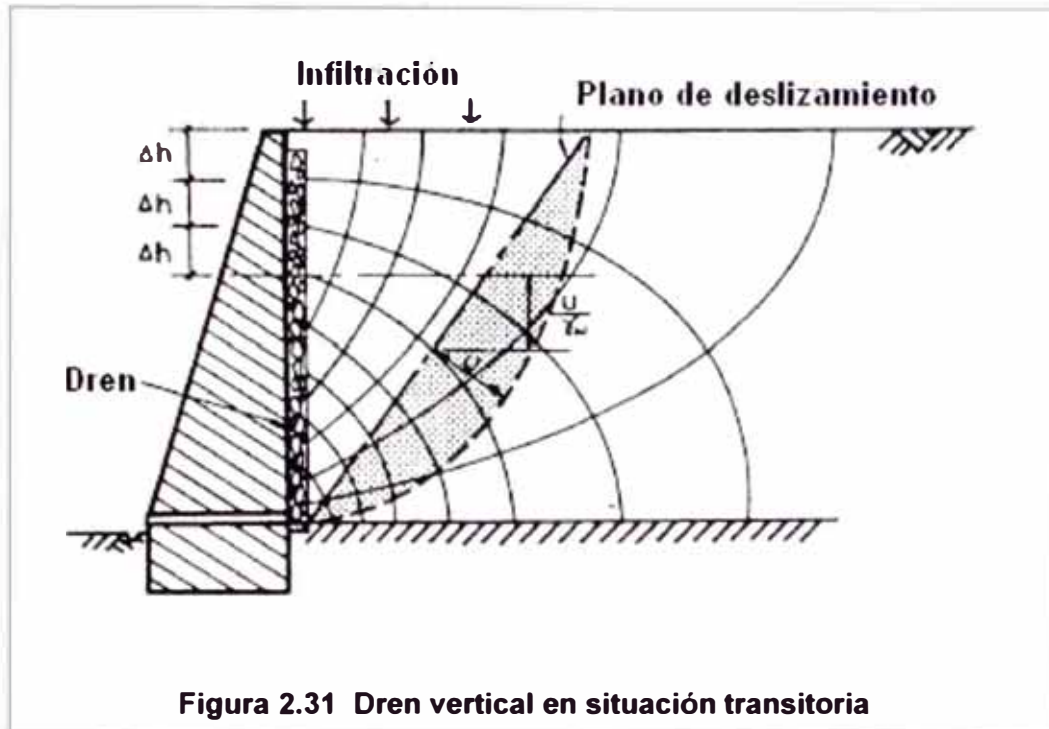


Figura 2.31 Dren vertical en situación transitoria

Fuente: [www.etcg.upc.es](http://www.etcg.upc.es) - modificado

No existe una solución matemática sencilla para este caso. Deben suponerse diversos contornos de la cuña, se suma las presiones intersticiales sobre estos contornos y se calcula el empuje sobre el muro necesario para el equilibrio.

El cálculo debe repetirse para diversas cuñas hasta que se encuentre la posición del máximo empuje.

Tener en cuenta que, la presión intersticial en todos los puntos del dren vertical es nulo, entonces la carga total en un punto del dren debe ser igual a su altura geométrica. Si existe la misma pérdida de carga entre equipotenciales sucesivas, estas equipotenciales deben estar a la misma distancia a lo largo del dren vertical.

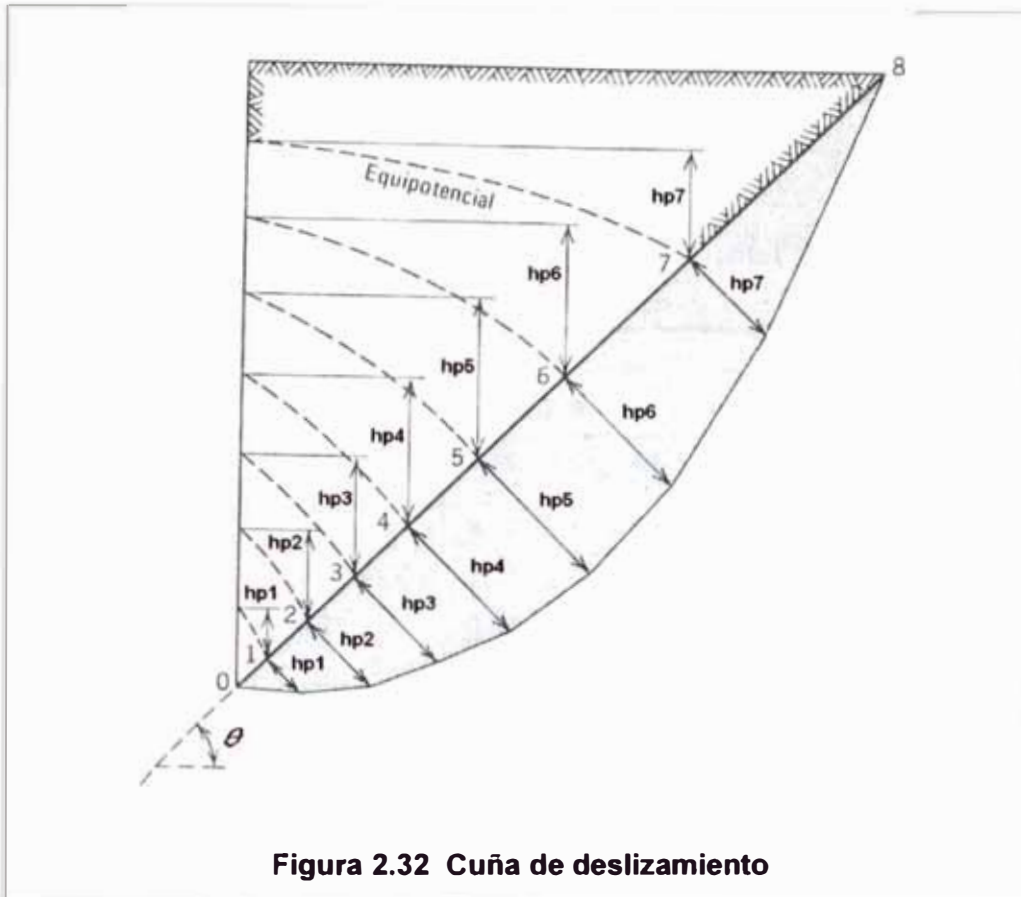


Figura 2.32 Cuña de deslizamiento

Fuente: Lambe (2001) - modificado

Considerando la longitud del plano de deslizamiento del punto 0 al punto 8 igual a  $L_1$ .

Entonces la presión intersticial  $U$  estar dado por:

$$U = \gamma_w \cdot \left( \frac{0 + hp1 + hp2 + hp3 + hp4 + hp5 + hp6 + hp7 + 0}{9} \right) \cdot L_1 \quad (2.42)$$

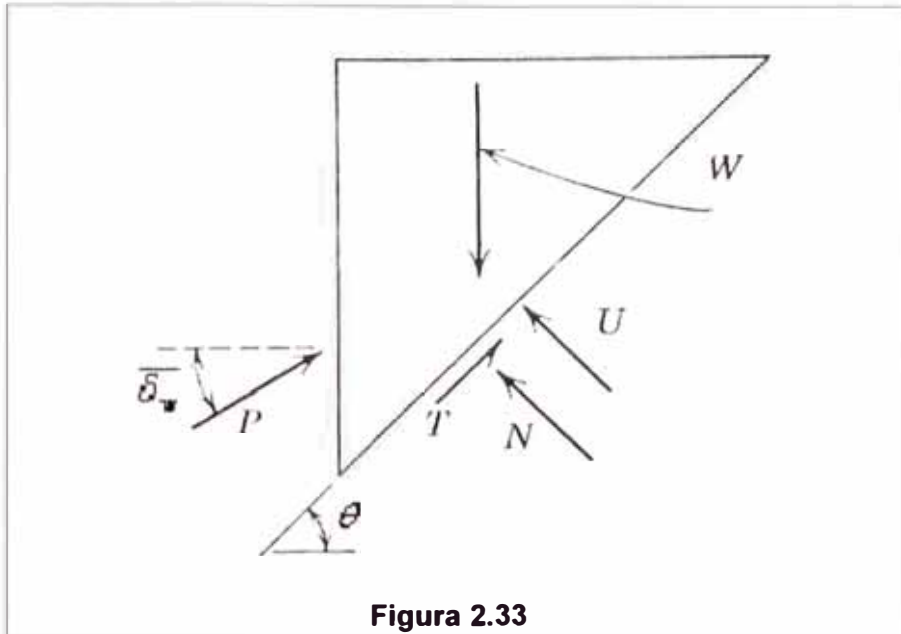
Siendo:

$\gamma_w$ : Peso específico del agua

$\delta_w$ : Ángulo de fricción del muro efectivo

$\theta$ : Ángulo del plano de deslizamiento con la horizontal

$\phi$ : Ángulo de fricción de esfuerzos efectivos

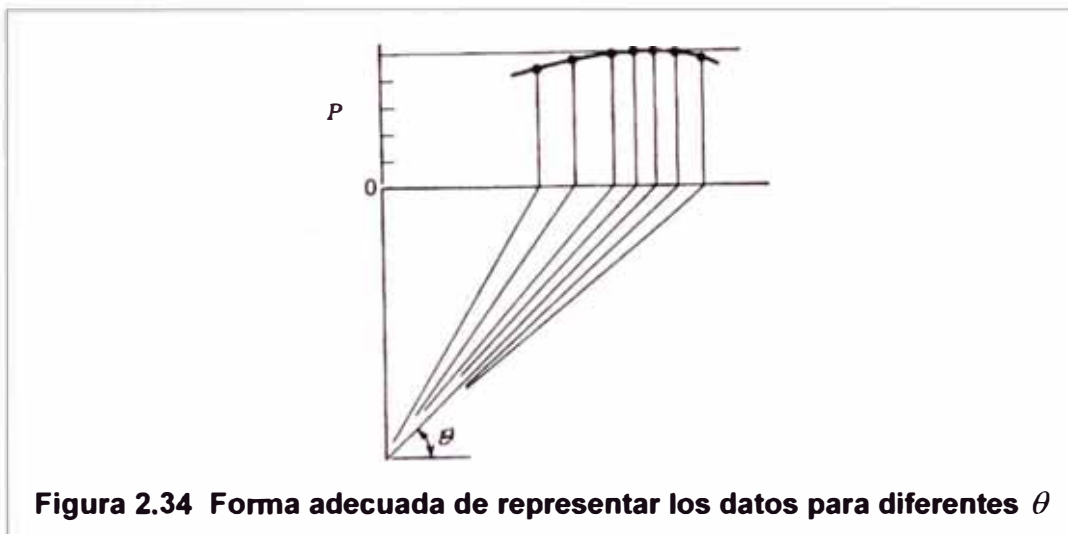


Fuente: Lambe (2001) - modificado

De la cuña podemos concluir que la presión total sobre el muro es:

$$P = \frac{(W - U \cdot \cos \theta) \cdot \tan(\theta - \phi) + U \cdot \sen \theta}{\sen \delta_w \cdot \tan(\theta - \phi) + \cos \delta_w} \quad (2.43)$$

Ahora representaremos todos los valores posibles que puede tomar P para diferentes ángulos  $\theta$  como se muestra en la Figura 2.34, para así poder determinar el máximo valor que puede tomar P, el cual nos dará el empuje real total sobre el muro.



Fuente: Lambe (2001) - modificado

### 2.7.4.2 Relleno con dren inclinado

Este dren se puede construir fácilmente sobre el terreno natural antes de colocar el relleno. El suelo utilizado para la capa drenante debe ser mucho más permeable que el relleno, debiendo dejarse agujeros a través del muro para permitir que el agua escape de la capa drenante.

Para una infiltración debido a la lluvia o riego, la red de flujo esta formada por líneas de flujo vertical y equipotenciales horizontales como se muestra en la Figura 2.35. Además la presión intersticial en todos los puntos del dren es nula, por consiguiente la presión intersticial será nula en todo el relleno; así pues, los esfuerzos efectivos y tangenciales deben estar en equilibrio con el peso total (es decir, saturado) de la cuña de terreno, el cálculo se asemeja al de un terreno seco, con excepción en la sustitución del peso específico natural por el saturado, entonces el empuje total sobre el muro es:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot H^2 \cdot K_A \quad (2.44)$$

Siendo:

$\gamma_i$ : Peso específico saturado del relleno

H: Altura del muro de contención

$K_A$ : Coeficiente de esfuerzos efectivos

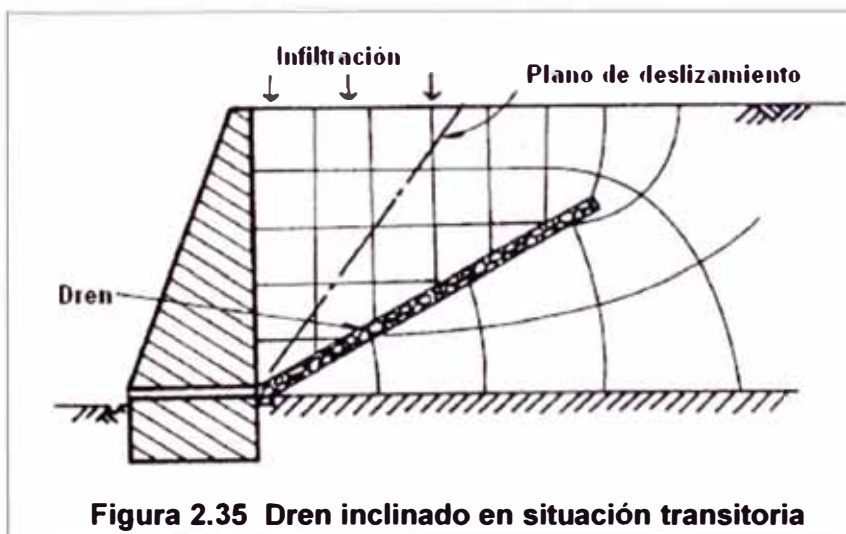


Figura 2.35 Dren inclinado en situación transitoria

Fuente: [www.etcg.upc.es](http://www.etcg.upc.es) - modificado

### 2.7.4.3 Cálculo del caudal por filtración

El agua de lluvia o riego que cae sobre el relleno del muro, gran parte de esta se infiltra debido a la permeabilidad del suelo. Para calcular el caudal por infiltración aportado al sistema de subdrenaje, se utiliza la siguiente ecuación partiendo de la Ley de Darcy:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$
$$Q = K \cdot \frac{n_f}{n_d} \cdot H \cdot L \quad (2.45)$$

Siendo:

$K$  : Coeficiente de permeabilidad

$n_f$  : Número de canales de flujo

$n_d$  : Número de equipotenciales

$H$  : Altura total del muro de contención que es igual a la pérdida de carga total

$L$  : Largo del muro de contención

### 2.7.5 Condición de filtro

Existen ciertos casos en que las obras requieren de filtros. El proyecto de un filtro adecuado consiste en elegir las dimensiones del mismo y el material para construirlo, de forma que:

- Exista una pérdida de carga suficiente al atravesar los filtros
- No se permitirá una entrada importante de suelo al filtro

La selección de un filtro para cumplir la primera condición, depende del tipo de suelo y del sistema de filtración de la estructura.

Las condiciones para que el filtro impida la entrada de partículas son de naturaleza principalmente granulométrica. Estas fueron deducidas a partir de las pruebas de Terzaghi. Las especificaciones sobre filtros resultantes, relacionan la granulometría del material del filtro con la del suelo mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} < 5 \quad (2.46)$$

$$4 < \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})} < 20 \quad (2.47)$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtro})}{D_{50}(\text{suelo})} < 25 \quad (2.48)$$

Donde  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{85}$  son los tamaños de las partículas correspondiente a la distribución granulométrica para los porcentajes en peso del 15, 50 y 85 % que pasan respectivamente. Las expresiones no solo limitan el arrastre de las partículas del suelo al filtro en una pequeña zonas de contactos entre ambos, sino que también aseguran que la permeabilidad del filtro es considerablemente mayor que la del suelo.

### 3. CRITERIO DE DISEÑO DEL SUBDREN CON GEOCOMPUESTO

#### 3.1 Definición de geosintético

Geosintético, proviene del uso de dos sufijos:

**GEO:** por la aplicación básica que tiene su uso en suelos y rocas.

**SINTÉTICO:** por estar hecho en su totalidad por la capacidad humana.

Existen varios campos de aplicación de los geosintéticos en el mundo de la construcción y la edificación, como son: obras viales, obras hidráulicas, sistemas de control de erosión, aplicaciones medioambientales, entre otras.

La fabricación de los geosintéticos comprende procedimientos principalmente de extrusión, tecnología textil y/o ambas tecnologías: textil y plástica.

Los geosintéticos se derivan de fibras artificiales, compuestos básicamente de polímeros como polipropileno, poliéster, poliamida y polietileno; siendo los 2 primeros los de mayor utilización en la actualidad.

Son usados en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotecnia o de la ingeniería civil.

Los geosintéticos se subdividen en:

Geotextiles

Geomallas

Geomembranas

Geocompuestos

Podemos clasificar el geosintético según el comité ASTM N35:

Geotextiles

Geomembranas

Geomallas

Geonets o georedes

Geotuberías

Geocompuestos

Fibras



## 3.2 Geocompuesto

Los geocompuestos son un tipo de geosintético, que combina geotextiles (filtración y protección), georedes (acción de drenaje y distribución de cargas), geomallas (refuerzo), geomembranas (impermeabilidad) y/o cualquier otro material; entre esta combinación tenemos los geocompuestos de drenaje.

### 3.2.1 Geocompuesto de drenaje o geodrén

Un geocompuesto de drenaje consiste en la combinación de geotextil y geored como muestra la Figura 3.1, combinando las cualidades más sobresalientes de cada material, de tal manera que se resuelva en forma óptima la captación y conducción de fluidos.

El uso de las georedes es debido a su gran capacidad de drenar y distribuir cargas; y el geotextil para filtrar.

Permiten un sistema fácil de instalar para “filtrar – drenar – proteger”.



#### 3.2.1.1 Funciones y Aplicaciones

A continuación se enuncian algunas de las principales funciones realizadas por los geocompuestos de drenaje, los cuales funcionan como sistemas de drenaje en estructuras de contención, en vías y entre otras como:

- Drenaje en los espaldones de los muros de contención.
- Drenaje debajo de las geomembranas en presas y canales.
- Sistema de subdrenaje de campos deportivos.

- Sistema de subdrenaje debajo de la fundación de edificaciones.
- Sistema de subdrenaje en carreteras y pistas de aterrizaje.
- Sistema de subdrenaje debajo de terraplenes.
- En rellenos sanitarios como sistema de evacuación de gases y lixiviados.
- Sistemas de subdrenaje en sótanos.
- Sistema de drenaje de aguas de infiltración en muros de contención.
- Sistema de subdrenaje en cimentaciones.

### 3.3 Geotextil

Dentro del grupo de los geosintéticos tenemos los geotextiles, que se definen como “un material textil plano, permeable polimérico (sintético o natural) que puede ser No Tejido, Tejido o Tricotado; y que se utiliza en contacto con el suelo (tierra, piedras, etc.) u otros materiales en ingeniería civil para aplicaciones geotécnicas”.

Estos materiales fueron inicialmente usados en el control de erosión, como reemplazo de los filtros de suelos granulares; por lo que recibieron el nombre de “Tejidos Filtros”.

#### 3.3.1 Fabricación

La fabricación de los geotextiles esta basado en tres puntos:

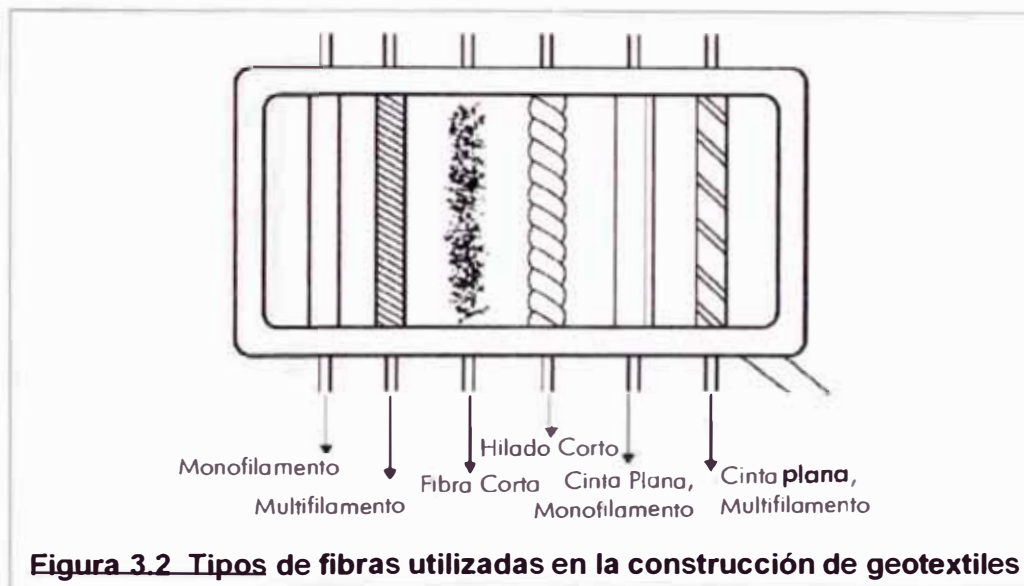
**a. Tipo de polímero.-** Aunque la mayoría son elaborados con productos derivados de los hidrocarburos, los siguientes son los más usuales para la fabricación de geotextiles, listados en orden de uso decreciente según Roberto M. Koerner:

- a.1. Polipropileno 92%
- a.2. Poliéster 5%
- a.3. Polietileno 2%
- a.4. Poliamida (nylon) 1%

**b. Tipo de fibras.-** El polímero seleccionado se transforma en un fundido por calor y presión, luego se obliga a pasar a través de un molde. Del molde salen fibras o una cinta plana en estado semilíquido e inmediatamente se produce un enfriamiento por aire o agua transformando el producto del molde en un elemento sólido pero elongable, simultáneamente el material sufre un estirado el

cual reduce sus dimensiones en cuanto a ancho o espesor y ocasiona un ordenamiento de las moléculas. De esta forma, se incrementa la resistencia de los filamentos en sentido longitudinal, su elongación a la ruptura disminuye y su módulo se incrementa. Modificando estas variables se pueden alcanzar una gran variedad de posibilidades de la característica Esfuerzo vs. Deformación (esos monofilamentos cuando están en forma de fibras, se pueden trenzar juntos para formar una hebra multifilamento). Entre los tipos de fibras tenemos:

- b.1. Monofilamento
- b.2. Multifilamento
- b.3. Fibra Corta
- b.4. Hilado Corto
- b.5. Cinta Plana, Monofilamento
- b.6. Cinta Plana, Multifilamento

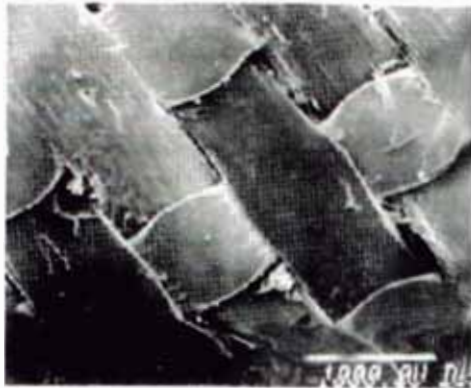


**Figura 3.2 Tipos de fibras utilizadas en la construcción de geotextiles**

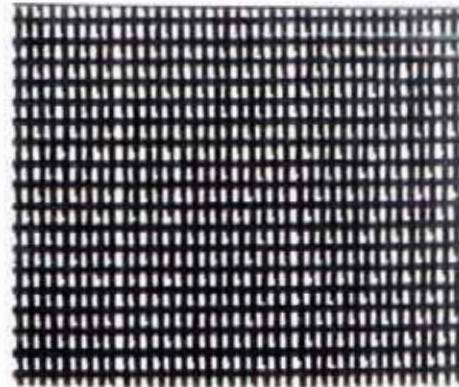
Fuente: Koerner (1994) - modificado

**c. Estilo de fabricación.-** Una vez que se han fabricado los filamentos, estos se convierten dependiendo del proceso posterior en:

- c.1. Tejidos
- c.2. No tejidos
- c.3. Trenzados



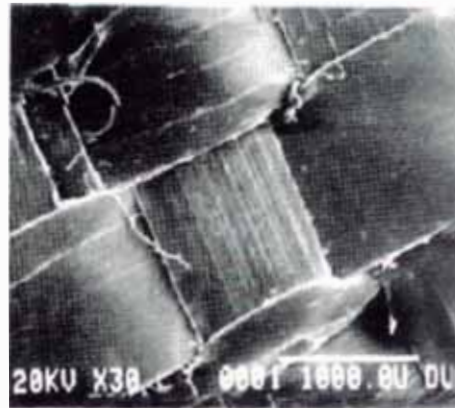
a. Monofilamento Tejido



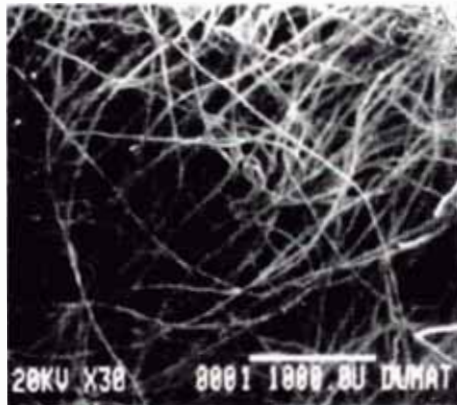
b. Monofilamento Tejido calandrado



c. Multifilamento Tejido



d. Tejido Plano



e. No Tejido punzonado por agujas



f. No Tejido unido por calor

**Figura 3.3 Vista microscópica de algunos tipos de geotextiles tejidos y no tejidos**

*Fuente: Amanco (2006)*

De la combinación de estos tres puntos, resulta el producto conocido como geotextil.

### 3.3.2 Funciones y campos de aplicación

El uso de los geotextiles Tejidos y No Tejidos en los diferentes campos de aplicación, pueden definirse mediante las funciones que va a desempeñar. En la mayoría de las aplicaciones el geotextil puede cumplir simultáneamente varias funciones, aunque siempre existirá una principal que determine la elección del tipo de geotextil que se debe utilizar.

A continuación se describen las distintas funciones y aplicaciones que pueden desempeñar los geotextiles; así como las exigencias mecánicas e hidráulicas necesarias para su desarrollo.

#### 3.3.2.1 Función de separación

Esta función desempeñada por los geotextiles, consiste en la separación de dos capas de suelo de diferentes propiedades geomecánicas (granulometría, densidad, capacidad, etc.), evitando permanentemente la mezcla de material.

A continuación se referencia las aplicaciones de Robert M. Koerner:

- Entre la subrasante y la base de piedra en caminos y pistas de aterrizaje no pavimentados.
- Entre la subrasante y la base de piedra en caminos y pistas de aterrizaje pavimentados.
- Entre la subrasante y el balasto en vías férreas.
- Entre rellenos y capas de base de piedra.
- Entre geomembranas y capas de drenaje de piedra.
- Entre la cimentación y terraplenes de suelos como sobrecargas.
- Entre la cimentación y terraplenes de suelos para rellenos de caminos.
- Entre la cimentación y terraplenes de suelos para presas de tierra y roca.
- Entre la cimentación y capas de suelo encapsuladas.
- Entre los suelos de cimentación y muros de retención rígidos.
- Entre los suelos de cimentación y muros de retención flexibles.
- Entre los suelos de cimentación y pilas de almacenamiento.
- Entre taludes y bermas de estabilidad aguas abajo.
- Debajo de áreas de sardineles.
- Debajo de áreas de estacionamiento.
- Debajo de campos deportivos y de atletismo.
- Debajo de bloques prefabricados y paneles para pavimentos estéticos.



- Entre capas de drenaje en masas de filtro pobremente gradado.
- Entre diversas zonas de presas en tierra.
- Entre capas antiguas y nuevas de asfalto.

### 3.3.2.2 Función de refuerzo

En esta función se aprovecha el comportamiento atracción del geotextil, para trabajar como complemento de las propiedades mecánicas del suelo; con el fin de controlar los esfuerzos transmitidos tanto en la fase de construcción, como en la de servicio de las estructuras.

El geotextil actúa como un elemento estructural y de confinamiento de los granos del suelo, permitiendo difundir y repartir las tensiones locales. Estas acciones aumentan la capacidad portante y la estabilidad de la construcción.

A continuación se referencia las aplicaciones de Robert M. Koerner:

Refuerzo de suelos débiles y otros materiales:

- Sobre suelos blandos para caminos no pavimentados.
- Sobre suelos blandos para campos de aterrizaje.
- Sobre suelos blandos para vías férreas.
- Sobre suelos blandos para rellenos.
- Sobre suelos blandos para en campos deportivos y de atletismo.
- Sobre suelos heterogéneos.
- Sobre rellenos inestables como sistemas de cerramiento.
- Para confinamiento lateral de balasto en vías férreas.
- Para envolver suelos en sistemas de telas encapsuladas.
- Para construir muros en tela reforzada.
- Para reforzar terraplenes.
- Para ayudar en la construcción de taludes pronunciados.
- Para reforzar presas de tierra y roca.
- Para estabilización temporal de taludes.
- Para detener o disminuir la reptación en taludes de suelo.
- Para reforzar pavimentos flexibles conjuntas.
- Como refuerzo basal en áreas cársticas.
- Como refuerzo basal entre cabezotes de pilotes de cimentación.
- Para hacer un efecto de "puente" entre rocas agrietadas y diaclasas.
- Para mantener colchones de filtro de piedra gradada.

- Como subestrato de bloques articulados de concreto.
- Para estabilizar patios de almacenamiento no pavimentados y áreas de descanso.
- Para anclar paneles frontales en muros de tierra reforzada.
- Para anclar bloques de concreto en muros de retención pequeños.
- Para prevenir el punzonamiento de geomembranas por suelos.
- Para prevenir el punzonamiento de geomembranas por materiales de relleno o base de piedra.
- Para crear taludes laterales más estables, debido a la alta resistencia friccionante.
- Para retener suelos blandos en la construcción de presas de tierra.
- Como membranas en suelos encapsulados.
- Para la compactación y consolidación in-situ de suelos marginales.
- Para hacer un efecto de “puente” sobre rellenos irregulares durante el cerramiento del sitio.
- Para ayudar en la capacidad portante de cimentaciones superficiales.

### **3.3.2.3 Función de drenaje**

Consiste en la captación y conducción de fluidos y gases en el plano del geotextil.

La efectividad del drenaje de un suelo dependerá de la capacidad de drenaje del geotextil empleado y del gradiente de presiones a lo largo del camino de evacuación del fluido.

Para realizar el drenaje satisfactoriamente, el espesor debe ser suficiente al aumentar la tensión normal al plano de conducción. Adicionalmente; el geotextil debe impedir el lavado ó transporte de partículas finas, las cuales al depositarse en él, reducen su permeabilidad horizontal. Además debe garantizar el transporte de agua en su plano sin ocasionar grandes pérdidas de presión.

A continuación se referencia las aplicaciones de Robert M. Koerner; como:

- Un dren chimenea en una presa de tierra.
- Una galería de drenaje en una presa de tierra.
- Un interceptor de drenaje para flujo horizontal.
- Una cubierta de drenaje debajo de un relleno de sobrecarga.
- Un dren detrás de un muro de retención.
- Un dren detrás del balasto de vías férreas.



- Un dren de agua debajo de geomembranas.
- Un dren de gas debajo de geomembranas.
- Un dren debajo de campos deportivos.
- Un dren para jardines de techo.
- Un disipador de presión de poros en rellenos de tierra.
- En reemplazo de drenes de arena.
- Una barrera capilar en áreas sensibles al congelamiento.
- Una barrera capilar para la migración de sales en áreas áridas.
- Para disipar el agua de filtración de las superficies de suelo ó roca expuestas.

#### **3.3.2.4 Función filtro**

Esta función impide el paso a través del geotextil de determinadas partículas del terreno (según sea el tamaño de dichas partículas y el del poro del geotextil), sin impedir el paso de fluidos o gases. En la práctica, se utiliza el geotextil como filtro en muchos sistemas de drenaje. En los embalses con sistema de drenaje en la base, a fin de localizar posibles fugas se utiliza como filtro en los tubos de drenaje para evitar el taponamiento de los orificios de drenaje de dichos tubos.

A continuación se referencia las aplicaciones de Robert M. Koerner:

- En lugar de filtro de suelo granular.
- Debajo de base de piedras para caminos y pistas de aterrizaje no pavimentados.
- Debajo de base de piedra para caminos y pistas de aterrizaje pavimentados.
- Debajo de balasto en vías férreas.
- Alrededor de piedra picada que rodea los subdrenes.
- Alrededor de piedra picada sin subdrenes (Drenes franceses).
- Alrededor de piedra y tubería perforada en pisos de adoquines.
- Debajo de rellenos sanitarios para los lixiviados.
- Para filtrar rellenos hidráulicos.
- Como protección contra los sedimentos.
- Como cortina a los sedimentos.
- Como barrera contra la nieve.
- Como un encofrado flexible para contener arena, inyección o concreto en sistemas de control de erosión.
- Como un encofrado flexible para reconstruir pilotes deteriorados.

- Como un encofrado flexible para restaurar la integridad en la minería subterránea.
- Como un encofrado flexible para restaurar la capacidad portante de pilares socavados de puentes.
- Para proteger el material de drenaje en chimeneas.
- Para proteger el material de drenaje en galerías.
- Entre el suelo de relleno y vacíos en muros de retención.
- Entre el suelo de relleno y muros de gaviones.
- Alrededor de núcleos moldeados en geodrenes.
- Alrededor de núcleos moldeados en drenes de zanja.
- Contra georedes para prevenir la intrusión del suelo.

### **3.3.2.5 Función protección**

Previene o limita un posible deterioro en un sistema geotécnico. En los embalses impermeabilizados este sistema geotécnico se denomina “pantalla impermeabilizante”, y está formado por el geotextil y la geomembrana. El geotextil protege a la geomembrana de posibles perforaciones o roturas, al formar una barrera antipunzonante bajo la acción de la presión de la columna de agua durante la explotación del embalse, del paso de personal y maquinaria durante la construcción, mantenimiento, posibles reparaciones, etc. También evita las perforaciones que podría ocasionar el crecimiento de plantas debajo de la pantalla impermeabilizante.

De igual forma, protege a la Geomembrana del rozamiento con el soporte que se produce durante las sucesivas dilataciones y contracciones que experimenta por efecto de las variaciones térmicas. La lámina impermeabilizante se adapta a las irregularidades del terreno. Las irregularidades pronunciadas implican una tensión en la lámina, la cual a su vez causa una pérdida de espesor en la misma, dando origen a puntos débiles en los que se podrían producir posibles perforaciones o roturas causadas por objetos punzantes del terreno. La interposición del geotextil evitará la pérdida de estanqueidad que se produciría por todas estas causas.

### **3.3.2.6 Función de impermeabilización**

Esta función se consigue desarrollar mediante la impregnación del geotextil con asfalto u otro material impermeabilizante sintético.

El geotextil debe tener la resistencia y rigidez necesaria para la colocación del mismo, así como la capacidad de deformación suficiente para compensar las tensiones térmicas.

### **3.3.3. Tipos de diseño**

Cada día crece la aplicación y también la diversidad de tipos y fabricantes. Se han desarrollado distintas metodologías de diseño, los cuales pueden clasificarse en cuatro tipos:

#### **3.3.3.1 Diseño por costos y disponibilidad**

El diseño con geotextiles basados en el costo y disponibilidad, es simplista sin ningún sustento teórico. Se toman los fondos ó recursos disponibles, se dividen por el área que necesita recubrirse y se calcula el precio unitario de geotextil. El geotextil con las mejores propiedades es seleccionado dentro de un precio límite, este método (utilizado en los años setenta) es obviamente débil técnicamente y no debe seguirse por su alto riesgo en la operación de las obras y su desconocimiento a las normativas y requerimientos de cada Geotextil.

#### **3.3.3.2 Diseño por experiencia ó método empírico**

Basado exclusivamente en la experiencia, requiere un gran número de datos experimentales representativos previos. Este método no es recomendable y su uso es muy delicado, ya que es poco preciso y desconoce el desarrollo tecnológico de los geosintéticos.

#### **3.3.3.3 Diseño por especificaciones**

En la actualidad cada fabricante obtiene el valor de las propiedades de su producto, utilizando las normativas que rigen el país donde este ubicado; esto obviamente puede generar un gran número de criterios que hacen imposible el realizar comparación entre productos de uno u otro país. Por lo anterior, dos organismos: la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el comité TASK FORCE # 25; el cual lo conforman la AASHTO; la American Building Contractors (ABC) y la American Road Builders and Transportation Association (ARBTA), están tratando de unificar todas las propiedades de estos materiales.

Estos grupos han realizado esencialmente el mismo conjunto o recomendaciones para las propiedades mínimas de los geotextiles en las siguientes áreas:

- Separación (Para subrasante de suelo firme).
- Separación y Estabilización (Para subrasante de suelos blandos).
- Filtración (Geotextiles para drenaje).
- Control de Erosión (Debajo de rocas).
- Control de sedimentos (Cerramiento temporal de sedimentos).
- Control de la reflexión de grietas (Estructura de pavimentos).

Cuando se utiliza el método de diseño por especificación, a menudo se listan los requerimientos mínimos de las propiedades del geotextil; mientras que comúnmente el fabricante lista los valores promedios por lote ó el valor mínimo promedio de las propiedades de los rollos. Comparando este valor de especificación con los valores listados por los organismos antes citados, no se está realizando una comparación bajo el mismo criterio; esto porque el valor promedio es el resultado de los ensayos hechos por el fabricante de una propiedad en particular a su histórico de producción. Lo anterior puede ser una recopilación de miles de ensayos realizados a lo largo de varios meses ó años de producción para un tipo de geotextil.

Cuando el fabricante da el promedio de un lote, su valor para que sea confiable estadísticamente hablando, se recomienda que disminuya en 30%, y cuando se trate de un lote, se recomienda que sea 15% de reducción y recién proceder a comprar. Aunque recientemente los fabricantes están dando los valores mínimos y no promedios.

#### **3.3.3.4 Diseño por función**

Consiste en evaluar la función principal para la cual se especifica el geosintético (separación, refuerzo, drenaje, filtración ó protección) y basándose en ello, calcular los valores numéricos de la propiedad requerida. De esta forma, se realiza una elección del geosintético atendiendo aspectos cualitativos y cuantitativos. En algunos casos, se requieren cumplir varias funciones alternativamente; por lo tanto, la selección del geosintético a emplear será más segura si este puede desarrollar las funciones simultáneamente.

Para que los geosintéticos puedan proporcionar un grado de seguridad suficiente en el desarrollo de sus funciones, su fabricación a partir de las materias primas debe ser estrictamente controlada mediante la evaluación de sus propiedades durante el proceso de fabricación.

No obstante, la forma en que el geosintético desarrollará sus funciones, no depende únicamente del proceso de fabricación; sino que dependerá en gran parte de la correcta instalación en obra. De esto, se deduce la necesidad de realizar una supervisión cuidadosa en la instalación del geosintético, si se desea conseguir un completo desarrollo de sus funciones.

El factor de seguridad será el resultado de dividir el valor del ensayo típico de la propiedad relevante para la función principal (valor admisible), entre el valor requerido para dicha propiedad obtenido según algún método ó norma de diseño representativo de la realidad.

Según lo anterior:

$$FS = \frac{\text{Valor Admisible}}{\text{Valor Requerido}}$$

Si el factor de seguridad así obtenido es suficientemente mayor que la unidad, el geosintético seleccionado es el adecuado.

En el proceso de diseño por función, teniendo en cuenta los ensayos de caracterización en laboratorio en los que se apoya este método, no son del todo representativos de las condiciones de comportamiento "in situ" del geosintético, el valor de la propiedad índice deberá dividirse según diversos factores de seguridad de la siguiente forma:

$$\text{Valor Admisible} = \frac{\text{Valor Del Ensayo}}{\text{Factores De Reducción}}$$

Los factores de reducción varían considerablemente dependiendo básicamente de la función que vaya a desempeñar el geosintético.

En resumen se pueden establecer los siguientes pasos a seguir en el desarrollo del diseño por función:

1. Evaluar la aplicación del geosintético considerando los materiales que van a estar en contacto con él.
2. Dependiendo de las condiciones en la obra, escoger un factor de seguridad adecuado.
3. Especificar la función primaria del geosintético.
4. Calcular numéricamente el valor de la propiedad requerida del geosintético basándose en su función primaria; teniendo en cuenta las reducciones en el caso de promedio de lote o de royo.
5. Obtener el valor de la propiedad permisible por ensayo.
6. Calcular el factor de seguridad como cociente del valor de la propiedad permisible entre el valor de la propiedad requerida.
7. Comparar el factor de seguridad obtenido con el deseado.
8. Si el factor de seguridad no es aceptable, reiniciar el proceso con un geosintético de características superiores.
9. Si el factor de seguridad es aceptable, comprobar si otras funciones del geosintético pueden ser críticas ó relevantes y escoger el más completo.

### **3.3.4 Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de drenaje**

Los geotextiles son tal vez uno de los geosintéticos más versátiles, debido a sus numerosas aplicaciones y funciones. La más conocida es la de filtración; sin embargo, con un espesor suficiente puede servir como material drenante.

En filtración, el flujo va perpendicular al plano del geotextil, mientras que para drenaje, el flujo va paralelo o por dentro del mismo. A continuación se mencionan los factores a tener en cuenta para el diseño por función para geotextiles en aplicaciones de filtración y drenaje.

**Colmatación y taponamiento:** Este factor de reducción compensa el bloqueo de los poros aguas arriba del geotextil por partículas de suelo, las cuales reducen el flujo a través de los poros del geotextil. El rango de valores de éste factor se muestra en la Tabla 3.1, nótese que los valores para este factor son los más altos para aplicaciones de drenaje; esto se debe a la incertidumbre del comportamiento del tipo de suelo del sitio y el tipo de geotextil utilizado para la aplicación. El estudio de este fenómeno se ha realizado por medio de la medición y comparación de tasas de flujo para geotextiles vírgenes y exhumados, determinando la permitividad del material antes y después del



contacto con un determinado tipo de suelo. Por lo general los valores más bajos para este factor son utilizados cuando el suelo del sitio del proyecto tiene un contenido mínimo de finos, mientras que los valores más altos generalmente aplican para suelos de grano fino. La recomendación que se puede dar para este factor, es tener en cuenta el tipo de geotextil a utilizar frente al tipo de material presente en el lugar del proyecto.

**Reducción de vacíos por creep o fluencia:** Debido a que los geotextiles son sometidos a cargas de compresión, se debe incluir para la selección del geotextil un factor de reducción que tenga en cuenta la variación en el tiempo del paso del flujo a través del geotextil. Este es un fenómeno que se desarrolla a largo plazo, y los ensayos para cuantificarlo los realiza el fabricante según el ensayo de permitividad del GRI "Geosynthetics Research Institute" GTI, el cual sirve para determinar el factor de reducción realizando ensayos a 1000 horas, teniendo en cuenta el gradiente y el esfuerzo a compresión al que es sometido el geotextil. Cuando se desea utilizar el geotextil como medio para la transmisión de agua se realizan ensayos de transmisividad a largo plazo; sin embargo, para ambas situaciones tanto para permitividad y para transmisividad, existe la opción de realizar pruebas de campo para productos específicos y condiciones del sitio específicas.

**Intrusión en los vacíos:** Este factor compensa el comportamiento que tienen las partículas de suelo para entrar y ser retenidas dentro del geotextil, reduciendo el flujo a través del mismo.

**Colmatación Química:** Este fenómeno se tiene en consideración cuando el líquido a filtrar o a drenar posee químicos que puedan quedar atrapados dentro del geotextil, colmatándolo o taponándolo. Aguas subterráneas altamente alcalinas pueden colmatar el geotextil con Calcio o Magnesio. Líquidos con cantidades mayores a los 5000 mg/l de sólidos suspendidos totales requieren factores de reducción mayores.

**Colmatación Biológica:** Así como la colmatación química, la naturaleza del líquido a drenar también es tomada en cuenta. Para aplicaciones de drenaje el factor de reducción por colmatación biológica puede ser relevante en proyectos,



en los cuales se desee captar y drenar líquidos con alto contenido de microorganismos; como por ejemplo en sistemas de captación y drenaje de lixiviados en rellenos sanitarios o en el manejo de biosólidos. En dichas aplicaciones, este factor de reducción ocasiona el uso de un alto factor de reducción en el diseño. Líquidos con valores de DBO mayores a 5000 mg/l requieren factores de reducción mucho mayores.

**Tabla 3.1 Factores de reducción para geotextiles en aplicaciones de drenajes**

Área	Colmatación FR <sub>SCB</sub>	Reducción de vacíos por Creep FR <sub>CR</sub>	Intrusión En los vacíos FR <sub>IN</sub>	Colmatación Química FR <sub>CC</sub>	Colmatación Biológica FR <sub>BC</sub>
Filtros en el espaldón de muros de contención	2.0 a 4.0	1.5 a 2.0	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	1.0 a 1.3
Sistema de subdrenaje	2.0 a 10.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	2.0 a 4.0
Filtros de control de erosión	2.0 a 10.0	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2	2.0 a 4.0
Filtros en rellenos sanitarios	2.0 a 10.0	1.5 a 2.0	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	2.0 a 5.0
Drenaje por gravedad	2.0 a 4.0	2.0 a 3.0	1.0 a 1.2	1.2 a 1.5	1.2 a 1.5
Drenaje a presión	2.0 a 3.0	2.0 a 3.0	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3	1.1 a 1.3

Fuente: Amanco (2006)

### 3.3.5 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje

En los párrafos anteriores se habló sobre los factores de reducción para geotextiles como medios filtrantes; es decir, para aplicaciones de flujo a través del plano del geotextil. A continuación, se referencia los factores de reducción para geocompuestos, en los cuales su función primaria es la transmisión de flujo en el plano del mismo. Para los geocompuestos, el factor de reducción por

colmatación y taponamiento no es tenido en cuenta, debido a que este no es un factor que altere el drenaje de los fluidos dentro del sistema.

**Reducción de vacíos por creep:** Este criterio depende de las condiciones específicas del lugar donde se va instalar el geodrén y de los esfuerzos aplicados sobre el mismo. El núcleo o geored del geodrén se verá afectado por el fenómeno de creep a la compresión, por lo que a largo plazo puede existir una reducción de la transmisividad del sistema, debido a la disminución del espesor del mismo.

**Intrusión en los vacíos:** Considerando los espacios que existen en el núcleo del geocompuesto (en este caso del geodrén), el fenómeno de intrusión representa un factor significativo para el diseño. Las variables que afectan este fenómeno son el espaciamiento entre los tendones de la red, la rigidez de la misma y del geotextil de recubrimiento; así como del esfuerzo a la compresión que es aplicado sobre el sistema.

Los factores de reducción por creep y por intrusión en los vacíos, pueden ser minimizados, en caso de que el fabricante suministre al diseñador las gráficas realizadas para el ensayo de transmisividad y tasa de flujo del geocompuesto; en el cual, se tienen en cuenta los efectos de los esfuerzos de compresión a los que es sometido el sistema y el gradiente hidráulico según la dirección del flujo y la cabeza hidráulica.

**Colmatación Química:** Este fenómeno se tiene en consideración cuando el líquido a filtrar o a drenar posee químicos que puedan quedar atrapados dentro del geocompuesto, colmatándolo o taponándolo. Aguas subterráneas altamente alcalinas pueden colmatar el geotextil o la geored con Calcio o Magnesio. Líquidos con cantidades mayores a los 5000 mg/l de sólidos suspendidos totales requieren factores de reducción mayores.

**Colmatación Biológica:** Así como la colmatación química, la naturaleza del líquido a drenar también es tomada en cuenta. Para aplicaciones de drenaje el factor de reducción por colmatación biológica puede ser relevante en proyectos en los cuales se desee captar y drenar líquidos con alto contenido de microorganismos, como por ejemplo en sistemas de captación y drenaje de

lixiviados, en rellenos sanitarios o en el manejo de biosólidos. En dichas aplicaciones, este factor de reducción ocasiona el uso de un alto factor de reducción en el diseño. Líquidos con valores de DBO mayores a 5000 mg/l requieren factores de reducción mucho mayores.

**Tabla 3.2 Factores de reducción para geocompuestos en aplicaciones de drenaje**

Área	Reducción de vacíos por Creep FR <sub>CR</sub>	Intrusión En los vacíos FR <sub>IN</sub>	Colmatación Química FR <sub>CC</sub>	Colmatación Biológica FR <sub>BC</sub>
Campos deportivos	1.0 a 1.2	1.0 a 1.5	1.0 a 1.2	1.1 a 1.3
Roturas capilares	1.1 a 1.3	1.0 a 1.2	1.1 a 1.5	1.1 a 1.3
Muros de contención, taludes escarpados	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.1 a 1.5	1.0 a 1.5
Colchones de drenaje	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.0 a 1.2
Drenaje superficial para coronas de relleno	1.3 a 1.5	1.2 a 1.4	1.0 a 1.2	1.5 a 2.0

Fuente: Amanco (2006)

### 3.3.6 Propiedades de los geotextiles

#### 3.3.6.1 Propiedades físicas

**a. Gravedad Específica.**- Por lo general es de acuerdo al polímero en uso:

Polipropileno 0.91

Poliéster 1.22 a 1.38

Nylon 1.05 a 1.14

Polietileno 0.92 a 0.95

**b. Peso (masa por unidad de área).**- Es una forma usual de indicar el peso de un geotextil, se le conoce más por el Peso Base y se expresa en  $g/m^2$  ó en *onza/yarda<sup>2</sup>* ( $1 \text{ onza/yarda}^2 = 33.90 \text{ g/m}^2$ ).

**c. Espesor.**- Está medido a una presión fija de la parte superior a la inferior del geotextil, se expresa en *mils* o ( $1 \text{ mils} = 0.001 \text{ pulg.}$ ;  $1 \text{ pulg.} = 25.4 \text{ mm}$ ).

### 3.3.6.2 Propiedades mecánicas

**a. Compresibilidad de un Geotextil.**- Se define la variación del espesor debido a una presión normal, es importante tenerlo en cuenta cuando son usados para conducir agua a través de sus planos o secciones, y es el caso de los geotextiles no tejidos.

**b. Resistencia Tensional.**- Es una de las más importantes funciones, y se calcula estirando la muestra hasta que la elongación de ella cause su rotura.

**c. Resistencia a la Fatiga.**- Es la habilidad del geotextil de soportar una carga antes de sufrir una falla.

**d. Resistencia a la deformación.**

**e. Ensayo de Rasgadura.**

**f. Ensayo al Impacto.**

**g. Ensayo a la Punzadura.**

**h. Ensayo a la Fricción del suelo (no tejido).**

**i. Ensayo al Anclaje.**

### 3.3.6.3 Propiedades hidráulicas

**a. Porosidad.-** Se define como la razón del volumen de vacíos al volumen total, está relacionado con la habilidad del agua a fluir a través del tejido.

$$n = 1 - \frac{m}{\rho \cdot t} \quad (3.1)$$

Siendo:

$n$  : Porosidad (adimensional)

$m$  : Masa por unidad de área  $g/m^2$

$\rho$  : Densidad del tejido total  $g/m^3$

$t$  : Espesor del tejido  $m$

**b. Porcentaje del Área Abierta (POA).-** Es aplicable a los geotextiles tejidos y es una comparación del total de área abierta al total del área de la muestra.

**c. Tamaño de la Abertura Aparente (AOS).-** El ensayo de tamaño de abertura aparente es definido en la norma ASTM D- 4751; y se utiliza para determinar el tamaño de abertura de los poros del geotextil.

El ensayo consiste en hacer pasar en virtud de su propio peso unas esferas de vidrio de diámetro conocido a través del geotextil, variando en forma ascendente el tamaño de los diámetros de las esferas.

Este procedimiento se repite hasta obtener un diámetro, tal que el geotextil retenga el 95% de las esferas. El tamaño en milímetros para el cual se cumple la anterior condición define el  $O_{95}$  y el correspondiente número de tamiz para ese tamaño en milímetros define el AOS. Ver Tabla 3.3

**Tabla 3.3 Diámetro de abertura en mm de cada Número de Tamiz**

No. Tamiz	Diámetro (mm)
4	4.75
6	3.35
8	2.36
10	2
16	1.18
20	0.85
30	0.6

No. Tamiz	Diámetro (mm)
40	0.425
50	0.3
60	0.25
70	0.21
80	0.18
100	0.15
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053
400	0.037

Generalmente para el diseño de filtros se trabaja con el  $O_{95}$ , dato que refleja la capacidad de los geotextiles de retener partículas de suelo. Los geotextiles usados en aplicaciones de filtración y drenaje deben tener un  $O_{95}$  muy pequeño ( $< 0.3$  mm), para que no permitan el paso de partículas finas de suelo a través del geotextil, pero simultáneamente exhibir valores altos de permeabilidad (por lo menos 10 veces mayor a la del suelo que estará filtrando), para que permitan fácilmente el paso del agua.

**d. Permitividad (permeabilidad en el plano transversal).**- Muy útil en el caso de filtración; es decir, cuando el agua fluye a través del tejido hacia el material granular, una tubería o cualquier sistema de drenaje como se muestra en la Figura 3.4.

Su valor es:

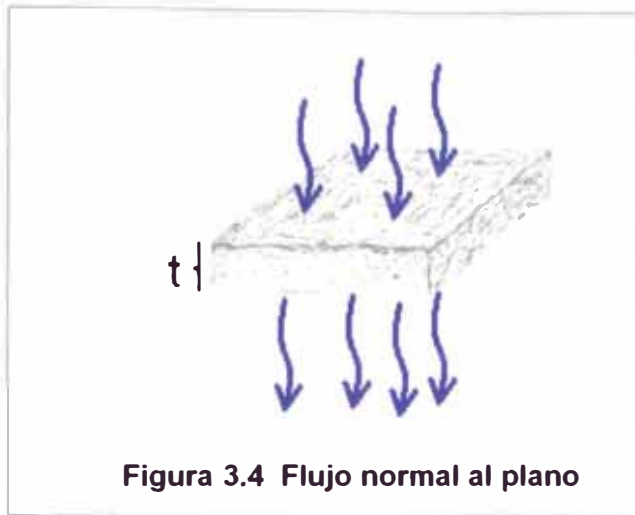
$$\psi = \frac{K_n}{t} \quad (\text{seg}^{-1}) \quad (3.2)$$

Donde:

$\psi$  : Permitividad  $\text{seg}^{-1}$

$K_n$  : Coeficiente de permeabilidad (normal al tejido)

$t$  : Espesor del tejido



Rangos:

$$\psi : 0.02 \text{ a } 2.2 \quad \text{seg}^{-1}$$

$$K_n : 0.0008 \text{ a } 0.23 \quad \text{cm/seg}$$

**e. Transmisibilidad.-** flujo del agua dentro del plano del tejido como se muestra en la Figura 3.5:

$$\theta = K_{pl} \cdot t \quad (3.3)$$

Donde:

$\theta$  : Transmisividad ( $m^2 / \text{seg}$ )

$K_{pl}$  : Coeficiente de permeabilidad en el plano del tejido

$t$  : Espesor del tejido





**f. Ensayos de Retención de suelos.-** Se usan cuando el geotextil actúa como una cortina.

**g. Ensayo de Transmisión de vapor.-** Aplicado a geotextiles impregnados.

**h. Propiedades de Duración.-** es importante determinar el comportamiento del geotextil a través del tiempo.

**Ensayo creep.-** Creep es el nombre de la elongación de un tejido bajo una carga constante.

**Ensayo de abrasión.-** en el proceso de desgaste que sufre en geotextil, cuando está trabajando.

Test para flujo de larga duración (obstrucción).

Test para determinar la razón de gradiente.

**i. Propiedades Ambientales.-** Determina la importancia en el sentido investigatorio de reconocer problemas potenciales y limitaciones por el uso de polímeros.

Resistencia a los químicos

Resistencia a la temperatura

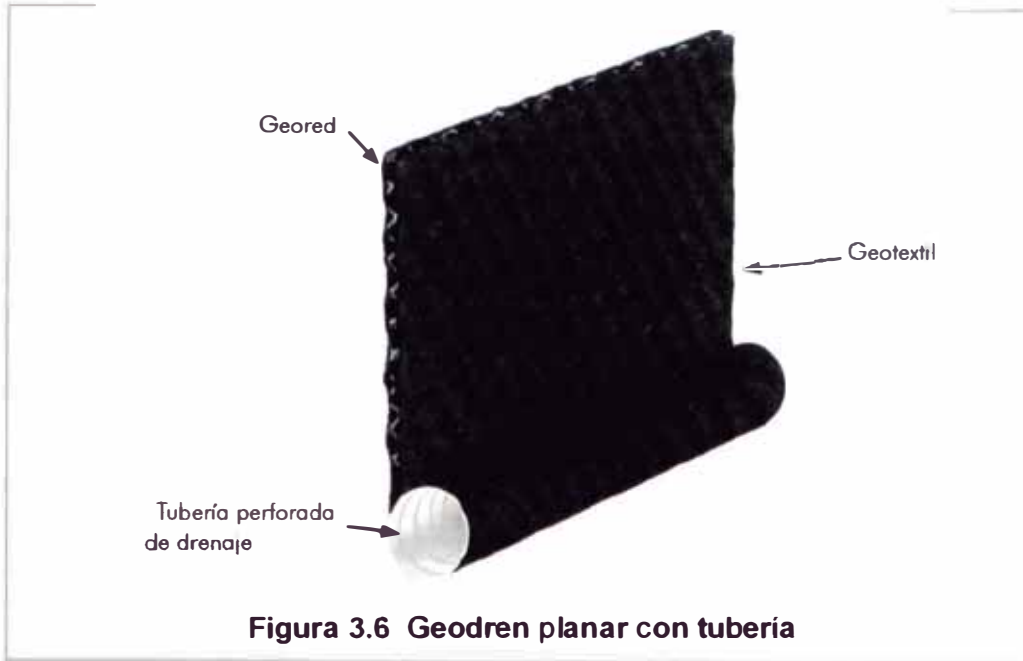
Resistencia a la luz y el clima

Resistencia a las bacterias

### **3.4 Diseño de subdrenes con la aplicación de un geodrén planar con tubería**

Un sistema de drenaje eficiente y estable es necesario que esté compuesto por un medio filtrante y otro drenante. Para el caso de sistemas de drenaje con geodrén, la función de filtración (retener el suelo permitiendo el paso del agua) la desempeña el geotextil. El medio drenante es el encargado de captar y conducir el agua que pasa a través del filtro, función realizada por un elemento sintético que se conoce con el nombre de geored.

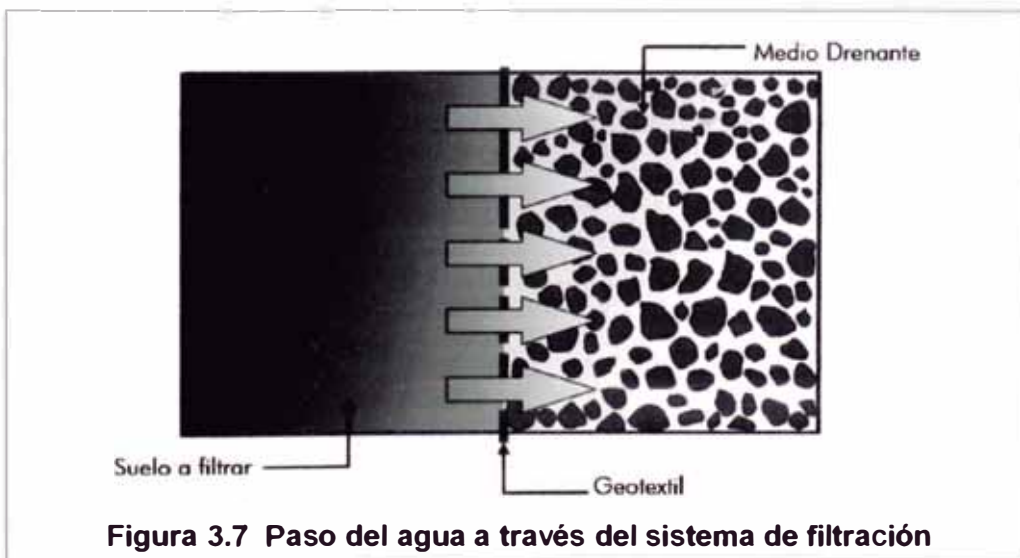
El geodrén planar es un geocompuesto que combina dos geosintéticos (geotextiles y geored). Cuando se le coloca un tubo de drenaje para evacuar los fluidos captados se le denomina geodrén planar con tubería (Figura 3.6).



Fuente: Amanco (2006) – modificado

### 3.4.1 Evaluación del geotextil a usar en el geodrén

El filtro evita una excesiva migración de partículas de suelo y simultáneamente permite el paso del agua, lo anterior implica que el geotextil debe tener una abertura aparente máxima adecuada para retener el suelo, cumpliendo simultáneamente con un valor mínimo admisible de permeabilidad que permita el paso del flujo de una manera eficiente al geored. Para la selección del geotextil, no sólo hay que tener en cuenta lo anterior; sino además, la resistencia a la colmatación y durabilidad. Los anteriores criterios se explican a continuación:



Fuente: Amanco (2006)

### 3.4.1.1 Criterio de Retención (AOS)

Este criterio asegura que las aberturas sean lo suficientemente pequeñas para evitar la migración del suelo hacia el medio drenante o hacia donde se dirige el flujo.

De acuerdo con lo establecido en "Geotextiles Engineering Manual" de la Federal Highway Administration (FHWA) y basados en los criterios de retención de Christopher y Holtz (1989), Carroll (1983), un geotextil debe cumplir con la siguiente condición:

$$\text{AOS} < D_{85} \times B \quad (3.4)$$

Donde:

AOS = Tamaño de abertura aparente, dato suministrado por el fabricante. Corresponde a la abertura de los espacios libres (en milímetros). Se obtiene tamizando unas esferas de vidrio de diámetros conocidos, cuando el 5% de un tamaño determinado de esferas pasa a través del geotextil, se define el AOS. Ensayo ASTM D4751.

$D_{85}$  = Tamaño de partículas (en milímetros) que corresponde al 85% del suelo que pasa al ser tamizado. Este dato se obtiene de la curva granulométrica del suelo en consideración.

B = Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo a filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo del geotextil.

• Para arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200), B es función del coeficiente de uniformidad  $C_U$ , donde

$C_U = D_{60} / D_{10}$ , de la siguiente manera:

$$C_U \leq 2 \text{ ó } 8 \leq C_U \Rightarrow B = 1 \quad (3.5)$$

$$2 < C_U \leq 4 \Rightarrow B = 0.5 \times C_U \quad (3.6)$$

$$4 < C_U \leq 8 \Rightarrow B = 8 / C_U \quad (3.7)$$

• Para suelos arenosos mal gradados: B entre 1.5 y 2

• Para suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200) B es función del tipo de geotextil.

$$\text{Para Tejidos: } B = 1 \Rightarrow \text{AOS} \leq D_{85} \quad (3.8)$$

$$\text{Para No Tejidos: } B = 1.8 \Rightarrow \text{AOS} \leq 1.8 * D_{85} \quad (3.9)$$

• Según Christopher y Holtz, para suelos cohesivos con un índice de plasticidad mayor a 7, el valor del Tamaño de Abertura Aparente debe ser de:

$$\text{AOS} < 0.30 \text{ mm} \quad (3.10)$$

### 3.4.1.2 Criterio de Permeabilidad

Debe permitir un adecuado flujo del agua a través del geotextil considerado su habilidad para esto.

El coeficiente de permeabilidad, es la propiedad hidráulica por medio de la cual el geotextil permite un adecuado paso de flujo perpendicular al plano del mismo; para revisar la permeabilidad del geotextil se debe tener en cuenta lo siguiente:

• Para condiciones de flujo estable o flujo laminar y suelos no dispersivos, con porcentajes de finos no mayores al 50%, y de acuerdo con el criterio de Schober y Teindl (1979); Water (1980); Carroll (1983); Christopher y Holtz (1985) y otros:

$$k_g > k_s \quad (3.11)$$

Donde:

$k_g$  = Permeabilidad del geotextil

$k_s$  = Permeabilidad del suelo

• Para condiciones de flujo crítico, altos gradientes hidráulicos y buscando un correcto desempeño a largo plazo reduciendo los riesgos de colmatación se recomienda usar el criterio de Carroll (1983); Chistopher y Holtz (1985):

$$k_g > 10 * k_s \quad (3.12)$$

En estas condiciones también se recomienda colocar una capa de arena media a gruesa.

### 3.4.1.3 Criterio de Colmatación

En aplicaciones críticas o en proyectos que involucren suelos muy finos se recomienda realizar ensayos de colmatación con los suelos del sitio, la norma que describe este ensayo es la ASTM 5101 – 90.

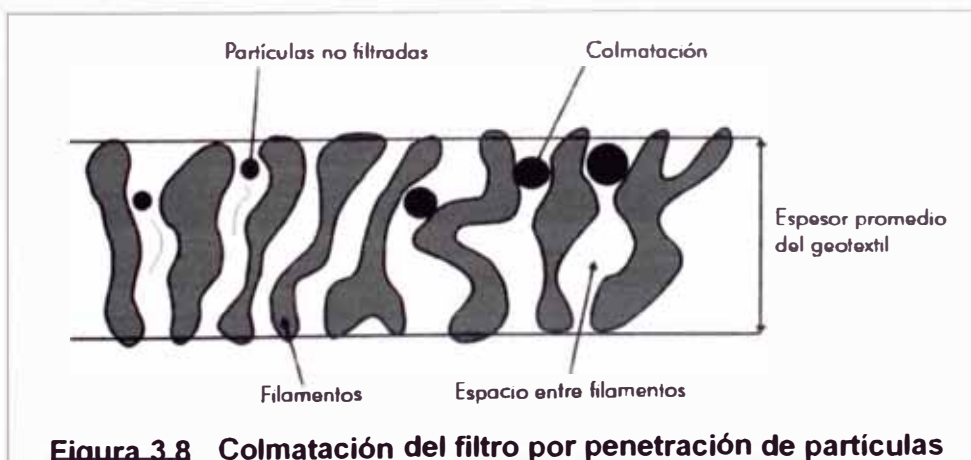
Este criterio considera que existe la posibilidad de taparse algunos de sus vacíos debido a incrustación de partículas de suelo, con una incidencia en la reducción de la permeabilidad; por lo tanto el geotextil debe tener un porcentaje mínimo de espacios vacíos o una alta porosidad.

Los geotextiles con una mayor resistencia a la colmatación, son los geotextiles No Tejidos punzonados por agujas, en los cuales el riesgo a que se taponen gran parte de sus orificios es muy bajo debido al espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan. Los geotextiles No Tejidos unidos por temperaturas o calandrados, son mucho más delgados y rígidos, razón por la cual se parecen en su comportamiento a los geotextiles tejidos, Leuttich (1993). Los geotextiles tejidos tienen baja porosidad y el riesgo de colmatación muy alto, con la consecuencia de una pérdida súbita en la permeabilidad. Razón por la cual no se recomienda usar como filtros en sistemas de drenaje.

De acuerdo con el criterio de Chistopher y Holtz, 1985; R. Koerner, 1990:

Los geotextiles usados como medios filtrantes deben tener una porosidad: >50%

$$\text{Además: } AOS \geq 3 * D_{15} \text{ cuando el } C_u > 3 \quad (3.13)$$



**Figura 3.8** Colmatación del filtro por penetración de partículas

Fuente: Koerner (1994)

#### 3.4.1.4 Criterio de Durabilidad

Este criterio se basa en la resistencia que debe tener un geotextil en el tiempo, bien sea por ataque químico, biológico o por intemperismo.

Los geotextiles por ser un material fabricado de polipropileno, no son biodegradables; son altamente resistentes al ataque químico, como por ejemplo en el manejo de lixiviados.

No se recomienda el uso de los geotextiles como sistemas de drenaje en sitios donde vayan a quedar expuestos a los rayos ultravioleta por un tiempo prolongado. Donde por razones de instalación y funcionamiento los geotextiles estén expuestos al ataque de los rayos ultravioleta, estos deberán estar fabricados por compuestos que les proporcionen una alta resistencia a la degradación UV.

#### 3.4.2 Cálculo hidráulico del geodrén

##### 3.4.2.1 Evaluación según la permitividad del sistema

En el caso en donde el geodrén sea usado como sistema de subdrenaje en espaldones de estructuras de contención o como sistemas de subdrenaje en vías, donde se involucren suelos de alta permeabilidad o en general cuando se use este geocompuesto como medio filtrante para grandes caudales; se debe revisar la cantidad de flujo volumétrico que puede pasar por unidad de área (tasa de flujo), en el plano normal al geodrén, frente a la cantidad de flujo volumétrico a evacuar por metro lineal. Para lo cual se realiza el siguiente procedimiento:

$$\psi = \frac{K_n}{t} \quad (\text{seg}^{-1}) \quad (3.14)$$

Donde:

$\psi$  = Permitividad. ( $\text{seg}^{-1}$ )

$K_n$  = Permeabilidad del geocompuesto. (m/s)

$t$  = Espesor del geotextil de una cara del geocompuesto. (m)

1. Teniendo el caudal que se requiere pasar por el filtro, el cual es el caudal calculado por metro lineal de subdrén, se calcula la permitividad requerida del geotextil realizando el uso de la ecuación de Darcy.

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

$$Q = K \cdot \frac{\Delta h}{t} \cdot A$$

$$\Psi_{req} = \frac{Q}{\Delta h \cdot H \cdot L} \quad (3.15)$$

Donde:

$\Psi_{req}$  = Permitividad requerida del geotextil, k/t.

Q = Caudal total a evacuar calculado.

$\Delta h$  = Cabeza hidráulica, que es igual a la altura del geodrén.

A = Área conformada por la cara perpendicular a la entrada del caudal.

H = Altura del geodrén.

L = Longitud del tramo de drenaje en consideración.

2. Calcule la permitividad admisible, la cual se obtiene de la permitividad entregada por el fabricante (Norma ASTM D4491), dividida por unos factores de reducción (Ver Tabla 3.1).

$$\Psi_{adm} = \frac{\Psi_{ult}}{FR_{SCB} \cdot FR_{CR} \cdot FR_{IN} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}} \quad (3.16)$$

Donde:

$\Psi_{adm}$  = Permitividad admisible.

$\Psi_{ult}$  = Permitividad última, entregada por el fabricante.

$FR_{SCB}$  = Factor de reducción por colmatación y taponamiento.

$FR_{CR}$  = Factor de reducción por creep o fluencia.

$FR_{IN}$  = Factor de reducción por intrusión.

$FR_{CC}$  = Factor de reducción por colmatación química.



$FR_{BC}$  = Factor de reducción por colmatación biológica.

3. Calcule el factor de seguridad global:

$$FS_g = \frac{\text{Permitividad Admisible}}{\text{Permitividad Requerida}}$$

$$FS_g > 1.0 \quad (3.17)$$

### 3.4.2.2 Evaluación de la conducción del agua en el plano del geodrén

Una vez se ha verificado que el geotextil permite la entrada del caudal total al sistema, se debe revisar la capacidad del geodrén para transportar una cantidad de flujo volumétrico en su plano; conduciéndolo de esta manera a un sistema de evacuación. Esta capacidad del geodrén se conoce como tasa de flujo, para entender este concepto analizaremos dicho valor haciendo uso de la ecuación de Darcy:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

$$Q = K \cdot i \cdot (W \cdot t)$$

$$Q = (K \cdot t) \cdot i \cdot W$$

$$\frac{Q}{W} = (K \cdot t) \cdot i$$

$$q_w = \theta \cdot i \quad (3.18)$$

Donde:

$q_w$  = Tasa de flujo. ( $m^3 / seg - m$ )

$\theta$  = Transmisividad requerida. ( $m^2 / seg$ )

$i$  = Gradiente hidráulico.

$Q$  = Caudal total estimado.

$W$  = Ancho del geocompuesto. (Longitud del sistema de drenaje).

Se puede observar que las unidades para la tasa de flujo y la transmisividad; aunque su nomenclatura sea diferente para poder diferenciarlas, estas son

iguales; sin embargo, los valores de la tasa de flujo y la transmisividad serán las mismas para  $i = 1.0$ , valor que adquiere el geodrén cuando este es colocado de forma vertical, como por ejemplo en el espaldón de un muro de contención o en el costado de una vía.

Debido a que no siempre se cumplen las condiciones de flujo laminar y condición saturada en el sistema, se recomienda trabajar con la tasa de flujo.

Calculada la tasa de flujo requerida por el sistema, se determina la tasa de flujo última, la cual se obtiene con base en los datos suministrados por el fabricante y calculada por medio de la Norma ASTM D4716 – 03.

La tasa de flujo última es variable, y cambia para las condiciones de cada proyecto. Los factores que modifican la capacidad de transmitir un fluido a través de su plano en el caso de los geocompuestos son los siguientes:

#### 3.4.2.2.1 Esfuerzo Normal Sobre El Geodrén

Se debe establecer el esfuerzo normal máximo al que el geocompuesto será sometido, debido a que la presión de tierras o las cargas aplicadas sobre el sistema en casos críticos pueden reducir la capacidad de transmisión del fluido, como consecuencia del cambio de espesor del geodrén.

$$\sigma_n = \gamma \cdot h \cdot K_A \quad (3.19)$$

Donde:

$\sigma_n$  = Esfuerzo normal máximo. (KPa)

$\gamma$  = Peso específico del suelo en el cual se va instalar el geocompuesto. (KN/m<sup>3</sup>)

$h$  = Altura a la cual el esfuerzo normal es máximo. (m)

$K_A$  = Coeficiente lateral de presiones.

#### 3.4.2.2.2 Gradiente Hidráulico

Debido a que la tasa de flujo del sistema es proporcional al gradiente hidráulico, la pendiente o inclinación que tenga el geodrén afectará directamente la cantidad de fluido que éste pueda transmitir.

$$i_g = \text{sen} \theta_g \quad (3.20)$$

Donde:

$i_g$  : Gradiente hidráulico del geocompuesto o geodrén planar.

$\theta_g$  : Ángulo que forma la horizontal con el geocompuesto o geodrén planar.

En aplicaciones para sistemas de subdrenaje en espaldones de muros o en vías el valor de gradiente es 1.0, debido a que el geodrén está ubicado de forma vertical; por lo que los fluidos tendrán una mayor facilidad para ser transmitidos en el geocompuesto.

En los casos donde el geodrén sea instalado de forma horizontal o con muy poca pendiente; como por ejemplo, en casos donde se necesite abatir el nivel freático de una estructura de pavimento o en rellenos sanitarios, se maneja un gradiente aproximado de 0.1; condición en la cual la transmisión de flujo es menor debido a la pérdida de cabeza hidráulica por unidad de distancia, que es mayor en comparación a la pérdida de cabeza hidráulica del geodrén instalado de forma vertical. Este valor es recomendado y debe ser calculado para cada proyecto.

Una vez que se obtiene el valor de la tasa de flujo última, suministrada por el fabricante que estará en función de la gradiente hidráulica y el esfuerzo normal, se calcula el valor admisible teniendo en cuenta los factores de reducción, los cuales varían según las condiciones del proyecto. Los rangos de estos factores de reducción se mencionan en la Tabla 3.2.

$$q_{w-adm} = \frac{q_{w-ult}}{FR_{CR} \cdot FR_{IN} \cdot FR_{CC} \cdot FR_{BC}} \quad (3.21)$$

Donde:

$q_{w-adm}$  = Tasa de flujo admisible. ( $m^3 / seg - m$ )

$q_{w-ult}$  = Tasa de flujo última. (Dadas por el fabricante)

$FR_{CR}$  = Factor de reducción por creep o fluencia.

$FR_{IN}$  = Factor de reducción por intrusión.

$FR_{CC}$  = Factor de reducción por colmatación química.

$FR_{BC}$  = Factor de reducción por colmatación biológica.

Finalmente, para la verificación del geodrén propuesto se verifica el factor de seguridad global:

$$FS_g = \frac{\text{Tasa De Flujo Admisible}}{\text{Tasa De Flujo Requerida}}$$
$$FS_g > 1.0 \quad (3.22)$$

### 3.4.3 Sistema de evacuación de líquidos captados por el geodrén

Una vez los fluidos son captados por el geodrén, se deben evacuar por medio de geotuberías.

Los geotubos de PVC (cloruro de polivinilo) pueden ser lisos o corrugados. Los lisos fueron muy utilizados inicialmente, pero hoy están prácticamente eliminados por los corrugados, las corrugaciones proporcionan flexibilidad, pero las tuberías lisas tienen una resistencia hidráulica menor que los corrugados; por ello los corrugados necesitan un 5 – 15 % más de diámetro que los lisos, para un mismo caudal a evacuar.

Para establecer el diámetro de tubería se debe revisar lo siguiente de acuerdo a la ecuación de Manning:

#### 1.- Tubería lisa

$$D = 0.1913 \cdot Q^{0.368} \cdot i^{-0.211} \quad (3.23)$$

#### 2.- Tubería corrugada

$$D = 0.2552 \cdot Q^{0.375} \cdot i^{-0.187} \quad (3.24)$$

Donde:

$D$  = diámetro interno de la tubería (  $m$  )

$Q$  = caudal total a evacuar o de diseño (  $m^3 / seg$  )

$i$  = gradiente hidráulico;  $i = \frac{desnivel}{longitud}$  (adimensional), generalmente  $i \approx 0.01$

También, se puede determinar el diámetro de la tubería a usar por medio de un nomograma con base en la ecuación de Prandtl Colebrook (Figura 3.9). En donde, conociendo la pendiente y el caudal de diseño, se puede establecer el diámetro de la tubería a usar.

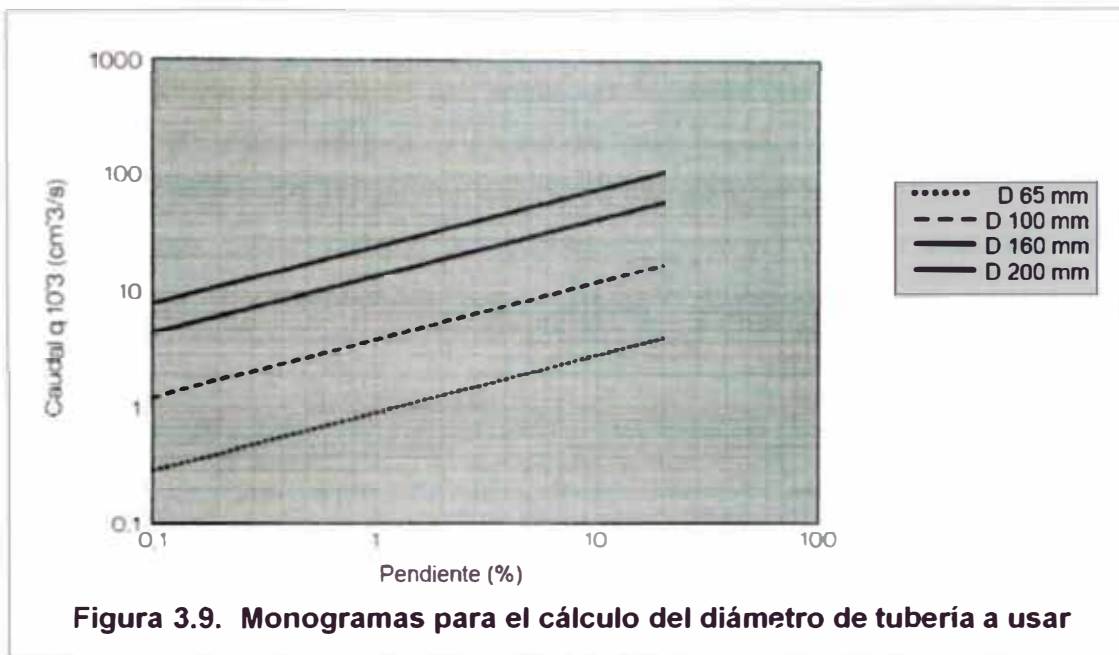


Figura 3.9. Monogramas para el cálculo del diámetro de tubería a usar

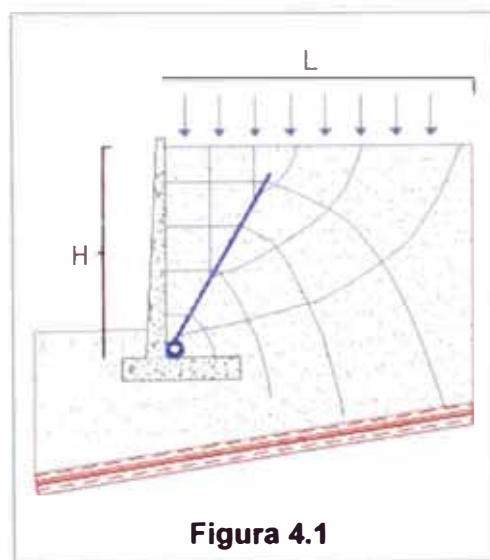
Fuente: Amanco (2006)

## 4. ANÁLISIS DEL MODELO CON LA APLICACIÓN DEL GEOCOMPUESTO

### 4.1 Metodología del estudio

En el presente estudio, con el fin de lograr una óptima evacuación del agua infiltrada en el trasdós del muro de contención mediante un sistema de subdrenaje, y de esta manera poder eliminar las presiones intersticiales generadas por la presencia del agua en el suelo del relleno, se tuvo que idear la construcción de modelos experimentales, los cuales tienen por finalidad evaluar el flujo del agua infiltrada y su respectiva evacuación, considerando en este estudio las condiciones de infiltración por precipitación y nivel freático elevado.

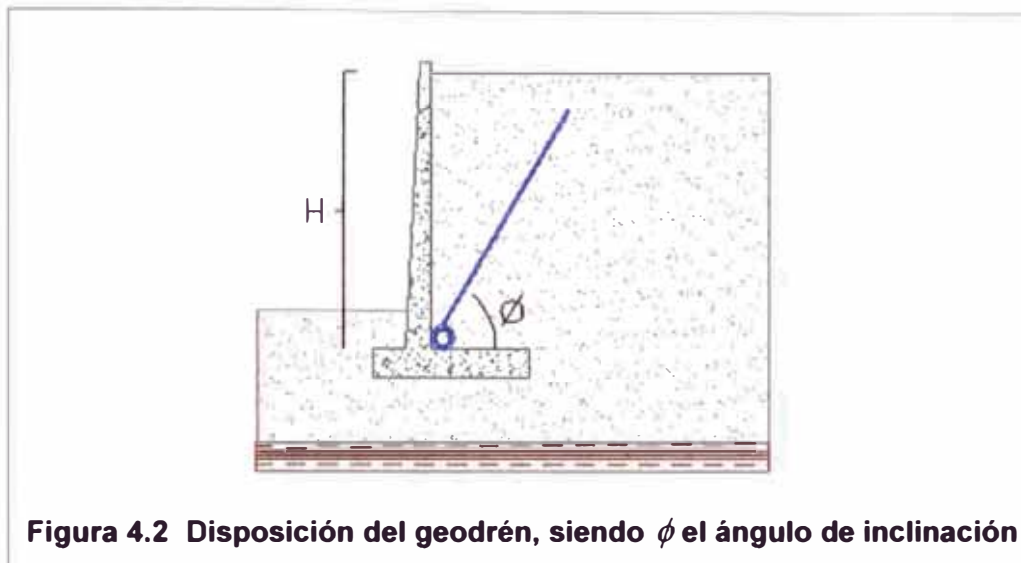
Considerando un flujo bidimensional, el modelo construido debe tener la siguiente relación de dimensiones  $L > 1.5 \cdot H$  ( Ver Figura 4.1), debido a las condiciones de contorno de las líneas de corriente que puedan influir en la obtención de datos, además el ancho del modelo debe ser aproximadamente igual a H, para poder obtener un caudal considerable en los ensayos. Se tendrá que asegurar que el tamaño del modelo, me permita manipular el suelo y su compactación dentro del mismo.



Los ensayos realizados con estos modelos se llevaron a cabo en el Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería en los meses de Enero a Mayo del 2007.

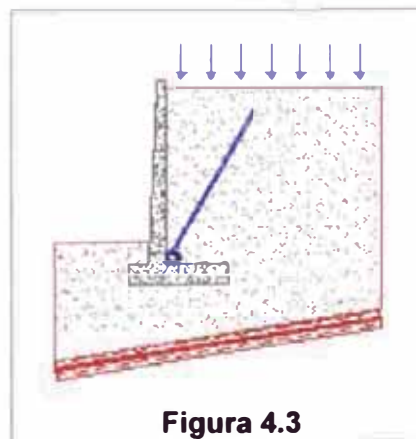
#### 4.2 Descripción y objetivo del modelo a utilizar

El modelo a desarrollar en el presente estudio, tiene por objetivo determinar la disposición del geodrén con tubería en el trasdós del muro de contención a diferentes ángulos de inclinación, con respecto a un plano horizontal; a fin de lograr una óptima evacuación del agua infiltrada y de esta manera podamos eliminar las presiones intersticiales generadas por la presencia del agua en el suelo del relleno como se muestra en la Figura 4.2.



Con el modelo a realizar podemos simular dos condiciones de infiltración:

- **Infiltración por precipitación.** En esta condición evaluaremos la evacuación de la infiltración del flujo del agua proveniente de la precipitación como se muestra en la Figura 4.3





- **Infiltración por nivel freático elevado.** En esta condición evaluaremos la evacuación del agua proveniente de la intercepción del flujo subsuperficial, con el fin de controlar el nivel freático elevado, como se muestra en la Figura 4.4.

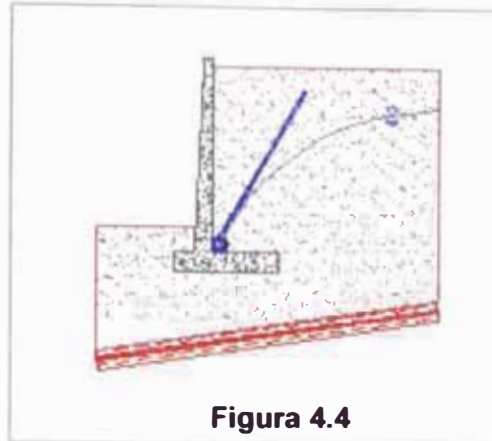


Figura 4.4

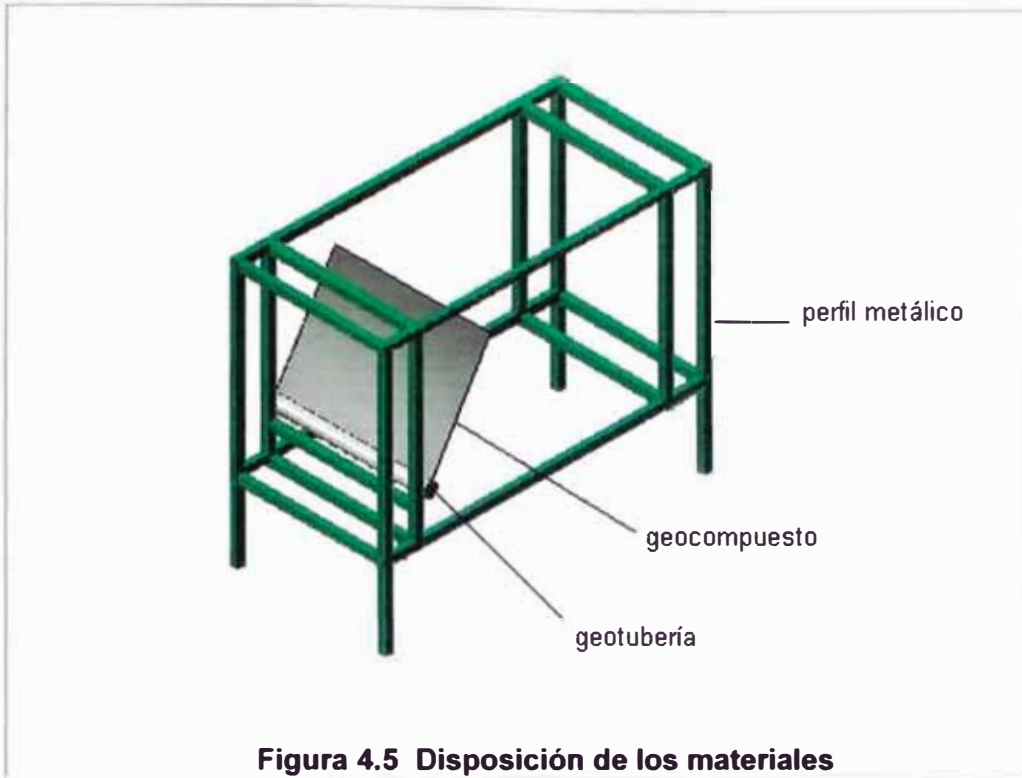
Y los diferentes ángulos de inclinación del geodrén con respecto a la horizontal serán: 90°, 60°, 45° y 30°.

### 4.3 Diseño del modelo

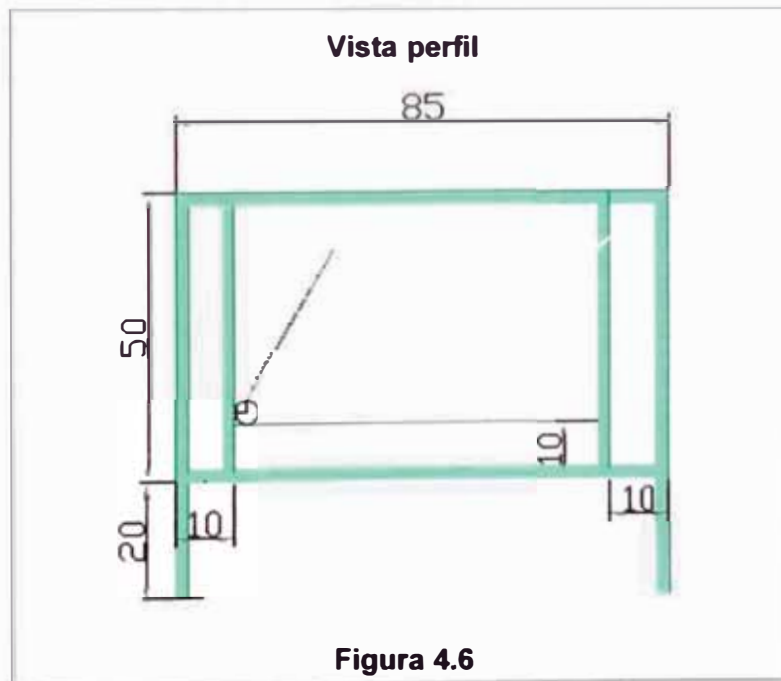
Para los ensayos a realizar, se construyeron 3 modelos similares para lo cual se necesitó los siguientes materiales:

- 8 Perfiles de acero (ángulo de 2.5mm x 25mm x 6 m)
- 2 Planchas de acrílico (1/8" 1.5 x 2.4 m)
- 10 Cartuchos de silicona
- 1 Tubería PVC "Geotubería" (1 1/4" x 2.5 m)
- 1 Plancha de Geocompuesto (1.8m x 4m)
- 1 Plancha de Geotextil (1.8m x 5m)
- 1 Soldadura (1 kgr)
- 1 Pintura Zincromato (1/2 galón)
- 1 Thinner (1 galón)

La disposición de los materiales se muestra en la Figura 4.5, teniendo en cuenta que las planchas de acrílico se encuentran en todas las caras del modelo, a excepción de la cara superior.



Las dimensiones en centímetros que se consideraron en el modelo se muestran en las Figuras 4.6, 4.7 y 4.8.



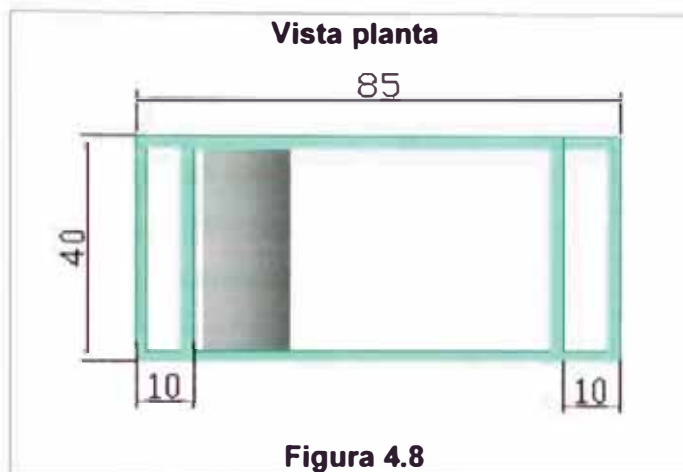
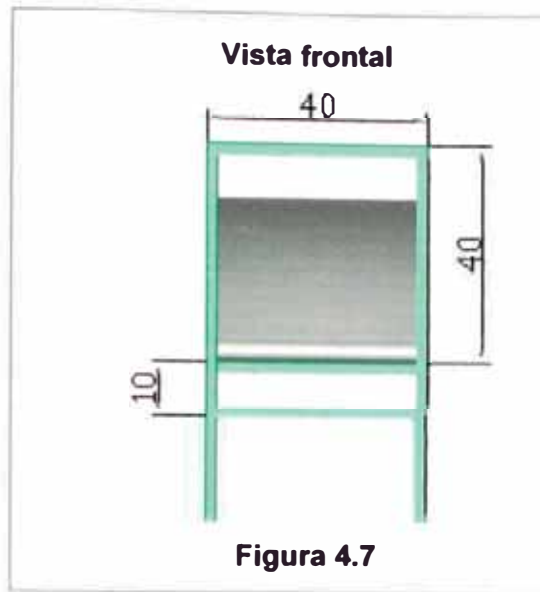




Figura 4.10 Imagen de los 3 modelos construidos

#### 4.4 Detalles del modelo

El modelo diseñado debe de simular dos funciones principales: Infiltración por precipitación y Abatimiento del nivel freático elevado, con el fin de lograr esto se hicieron las modificaciones para cada caso de infiltración.

##### 4.4.1. Caso de infiltración por precipitación

Para el modelo se hicieron las siguientes modificaciones que se muestra en la Figura 4.11.

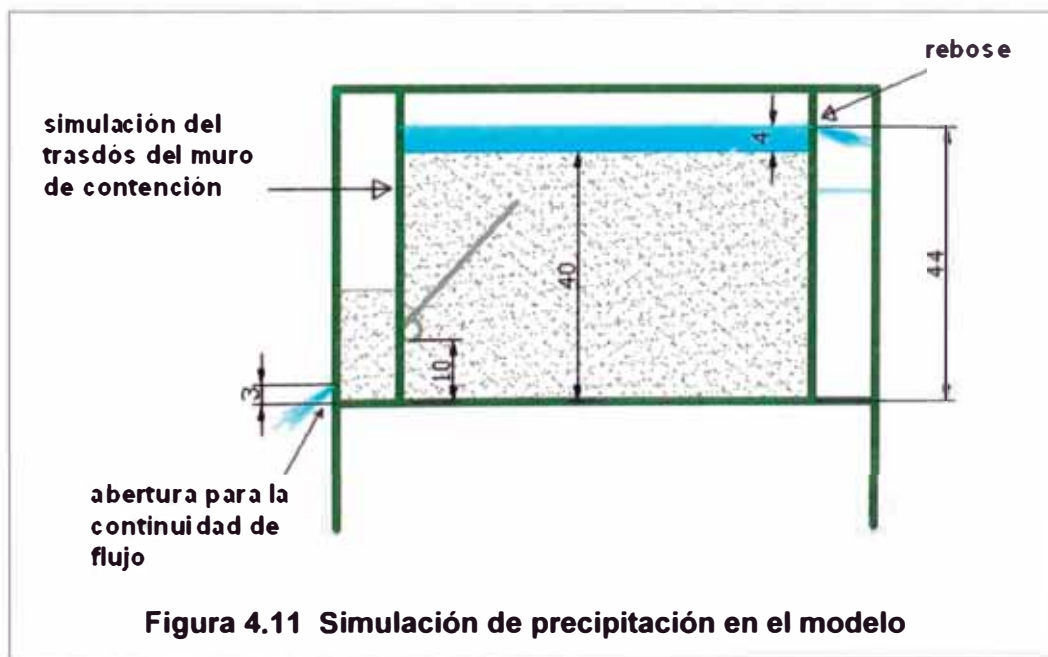


Figura 4.11 Simulación de precipitación en el modelo

En el cual el rebose se encuentra a 44 cm de la plataforma inferior, el cual nos permitirá mantener constante la carga total de agua de alimentación al sistema.



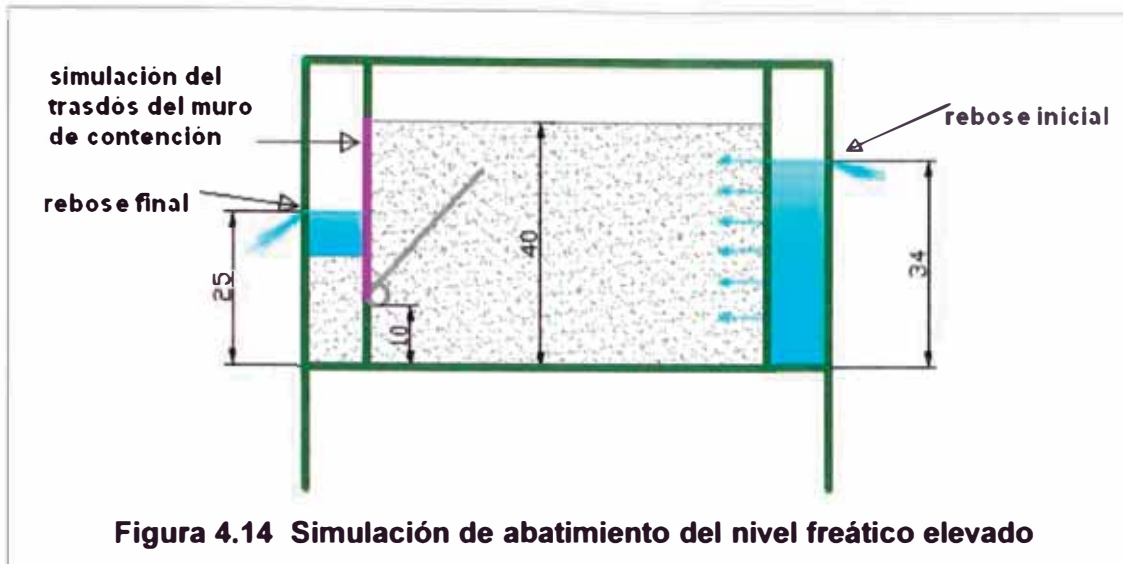
Y también se contará con una abertura que se encuentra a 3 cm de la plataforma inferior, la que nos asegura la continuidad del flujo por debajo del muro de contención.





#### 4.4.2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado

Para simular la infiltración por nivel freático elevado, se tuvo que hacer las siguientes modificaciones al modelo como se muestra en la Figura 4.14



En el sistema se cuenta con 2 reboses; un rebose inicial a 34 cm de la plataforma inferior y otro final a 25 cm. La finalidad de estos es asegurar la carga total inicial y final de agua constante y diferente.





**Figura 4.16 Visualización del rebose final**

Además; en éste caso el sistema de simulación presenta perforaciones uniformes (aberturas de infiltración) en la pantalla interna derecha, en el lado de alimentación correspondiente al rebose inicial; con el fin de permitir el paso del agua que se encuentra en una cámara al suelo.



**Figura 4.17 Visualización de las aberturas de filtración**

#### 4.5 Accesorios a utilizar

Entre los accesorios utilizados en el ensayo tenemos:

- Válvulas de control.
- Mangueras de abastecimiento.
- Probeta graduada en mililitros.
- Cronómetro.



- Wincha.
- Transportador.



#### 4.6 Equipos a utilizar

Entre los equipos a utilizar en el ensayo tenemos:

##### 4.6.1 Permeámetro de carga constante

El permeámetro que se utilizó se muestra en la figura 4.19.



Los siguientes datos de permeámetro son:

L: Longitud de la muestra, que en el caso del permeámetro utilizado es 10 cm.

H: Pérdida de carga total, que en el caso de permeámetros utilizado es 23 cm.

D: Diámetro interno de la sección transversal de permeámetro que es 6.3 cm.

V: Volumen medido con una probeta ( $cm^3$ ).

T: Tiempo de obtención de un volumen V (*seg*).

Considerando la Ley de Darcy:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

$$K = \frac{Q}{i \cdot A}$$

$$K = \frac{V \cdot L}{T \cdot H \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4}} \quad (4.1)$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$K = \frac{V \cdot 1.394785 \cdot 10^{-2}}{T} \quad cm / seg \quad (4.2)$$

#### 4.6.2 Piezómetro eléctrico

Para determinar el nivel freático y el abatimiento del mismo, se diseñó un sistema de circuito cerrado; con el cual se pudo medir la posición del nivel freático que se muestra en la Figura 4.20, este pequeño equipo esta formado por:

**Tabla de control.**- Esta tabla contiene leds separados cada centímetro. Esto quiere decir que su precisión es de 1 cm. Mediante la iluminación de los leds podemos determinar la ubicación del nivel freático.

**Barra de medición.**- Esta barra es un tubo de 3/4" de diámetro; presenta perforaciones que permiten el paso del agua al interior de éste.

Dentro de la barra de medición se encuentran sensores que al contacto con el agua activan los leds de la tabla de control.



## 4.7 Procedimientos del ensayo

### 4.7.1 Características de los suelos utilizados

Para la realización del ensayo, por motivos de investigación se utilizó 3 clases de suelo: SP (arena mal gradada), SP-SM (arena mal gradada y limosa), y SM (arena limosa); además se empleó el uso de un suelo como material de filtro, de clasificación SP (arena mal gradada), con el fin de asegurar un mejor drenaje y obtener mayor información sobre la influencia de este material en el estudio realizado. La granulometría de estos suelos se encuentra en el Anexo A -1 de este estudio.

### 4.7.2 Permeabilidad de los suelos utilizados

Para determinar la permeabilidad de los suelos usados, se utilizó la Ecuación 4.2, del permeámetro de carga constante como se muestra:

$$K = \frac{V \cdot 1.394785 \cdot 10^{-2}}{T} \quad \text{cm / seg}$$

Se determinó las permeabilidades para 3 densidades secas diferentes de cada suelo, considerando densidades mínimas, medias y máximas, con el fin de obtener gráficas Densidad seca vs Permeabilidad, de esta manera poder determinar con mayor facilidad la permeabilidad de un suelo mediante su

densidad seca. Los cálculos de obtención de estas permeabilidades se encuentran en el Anexo A - 2 de este estudio.

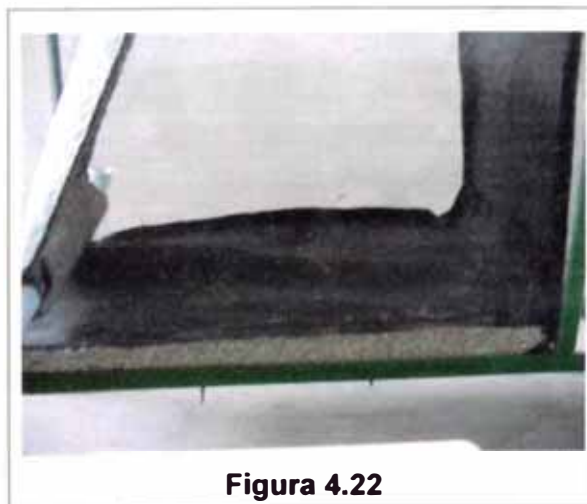
#### 4.7.3 Procedimiento de obtención de datos del ensayo

Como se dijo anteriormente, se utilizó para la realización del ensayo 3 tipos de suelo SP, SP-SM y SM; por ello se construyeron 3 modelos similares (Figura 4.21). Los procedimientos del ensayo para cada modelo son los siguientes:



**Figura 4.21**

1.- Se coloca una capa de 2 cm de suelo filtro en la plataforma inferior del modelo y se compacta con pisón de 3 Kg, 2 golpes por cada pasada en un mismo lugar; luego se cubre con un geotextil (Figura 4.22).

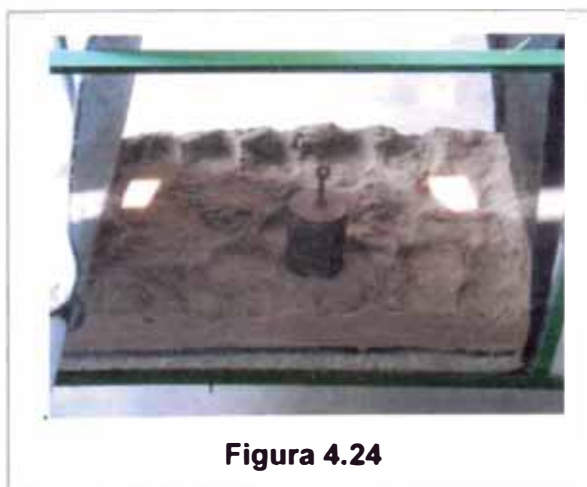


**Figura 4.22**

2.- El geotextil a utilizar debe cubrir la pantalla interna con perforaciones, de esta manera evita el paso del fino al interior de la cámara, donde se encontrará el agua (Figura 4.23).



3.- Se coloca el suelo de ensayo cada 10 cm y se compactará con el pisón, 2 golpes por cada pasada en un mismo lugar, hasta una altura de 40 cm desde la base del modelo como se muestra en la Figura 4.24; se tiene que considerar en esta etapa la posición e inclinación del geodrén, el cual debe tener una longitud de 27 cm desde el eje del la geotubería, y esta debe rotar para cada ángulo de inclinación. Las especificaciones del geocompuesto a utilizar se encuentran en el Anexo A - 5.





4.- En el caso que se ensaye el modelo utilizando suelo de filtro, se procederá en colocar el filtro sobre el geodrén en la cuña superior, entre le geodrén y el trasdós del muro, compactándolo de igual manera con el pisón 2 golpes por cada pasada (Figura 4.25).



**Figura 4.25 Colocación del material de filtro en la cuña**

5.- Se tomará los datos de la densidad del suelo compactado para cada ensayo a realizarse, los datos de las densidades se encuentran en el Anexo A - 3.

6.- En esta etapa se consideran las dos funciones que debe cumplir el modelo: la de precipitación y la de abatimiento del nivel freático elevado.

**Caso de infiltración por precipitación, véase la Figura 4.11 del subíndice 4.4.1.**

- Se colocará un geotextil en la superficie del suelo, con el fin de que el flujo del agua no provoque movimiento de las partículas del suelo en la superficie.
- Se vierte agua sobre el geotextil hasta una altura de 4 cm sobre la superficie, controlando la altura con un rebose (Figura 4.26).



**Figura 4.26**

- Se considera la apertura para asegurar la continuidad del flujo a 3 cm de la plataforma inferior.

**Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado, véase la Figura 4.14 del subíndice 4.4.2.**

- Se abre las perforaciones de la pantalla interna de modelo, para asegurar la infiltración de agua desde la cámara de agua hacia el suelo.
- Se coloca agua en la cámara, asegurando la altura de 34 cm desde la pantalla inferior mediante un rebose.
- Se apertura el rebose de salida de flujo a 25 cm de la pantalla inferior, con el fin de tener una gradiente hidráulica inicial antes de drenar.

7.- Una vez estabilizado y manteniéndose constante el flujo evacuado por la geotubería, se toma los datos de ese volumen evacuado mediante una probeta y el tiempo de evacuación mediante un cronómetro. Teniendo estos valores podemos calcular el caudal respectivo para cada toma de información.

Se tomará 10 datos para cada ensayo, los mismos que se encuentran mencionados en el Anexo A - 4, luego se tomará la media aritmética de los 10 datos de caudales por cada ensayo (Figura 4.27).





**Figura 4.27 Toma de datos del volumen evacuado**

## 5. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

### 5.1 Datos iniciales a considerarse en el ensayo

Para esta parte se tomará en cuenta los gráficos de Densidad Seca vs Permeabilidad, del Anexo A - 2 y por medio del Piezómetro eléctrico podemos determinar las curvas de abatimiento del nivel freático, para los distintos ensayos, teniendo en cuenta este sistema de coordenadas visualizada en la siguiente Figura 5.1:

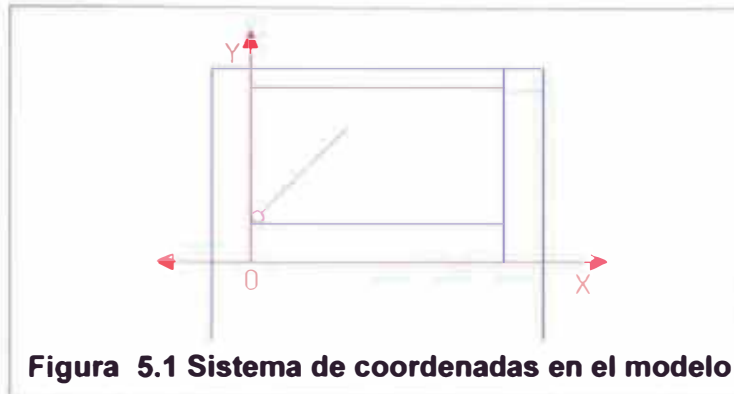
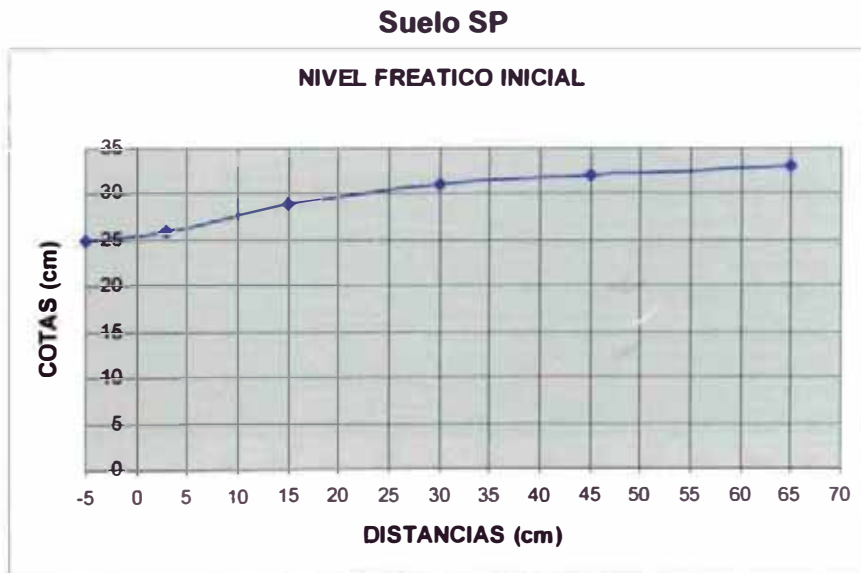


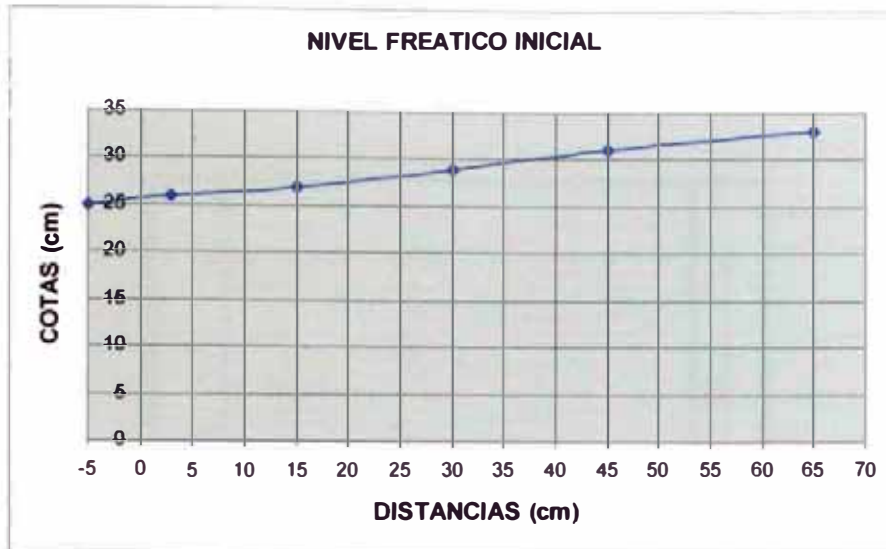
Figura 5.1 Sistema de coordenadas en el modelo

Entonces para el ensayo de abatimiento del nivel freático elevado, se obtiene los siguientes niveles freáticos iniciales para los diferentes suelos:



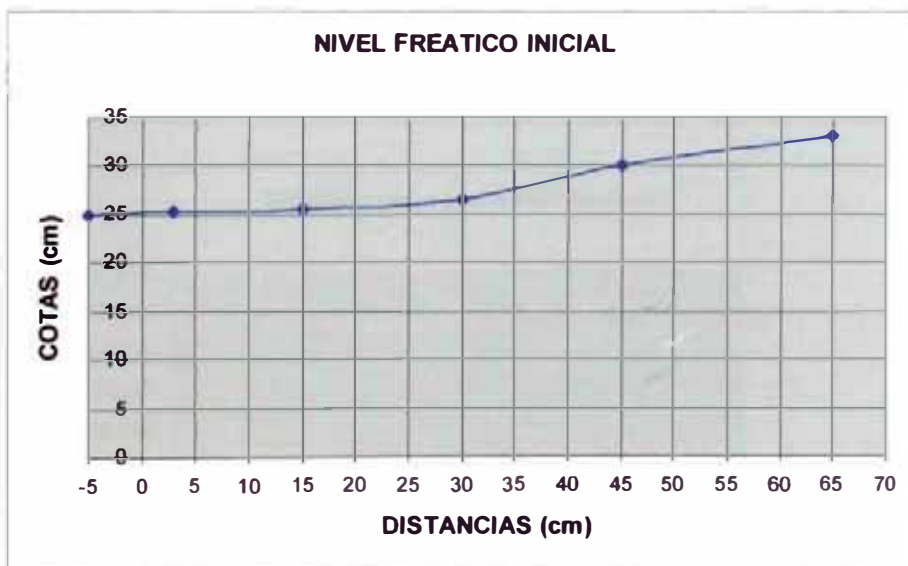
X	Y
-5	25
3	26
15	29
30	31
45	32
65	33

**Suelo SP- SM**



X	Y
-5	25
3	26
15	27
30	29
45	31
65	33

**Suelo SM**



X	Y
-5	25
3	25.3
15	25.5
30	26.5
45	30
65	33

## 5.2 Datos obtenidos de las diferentes inclinaciones del geodrén

### 5.2.1 Inclinación del geodrén a 90° de la horizontal (Figura 5.2)

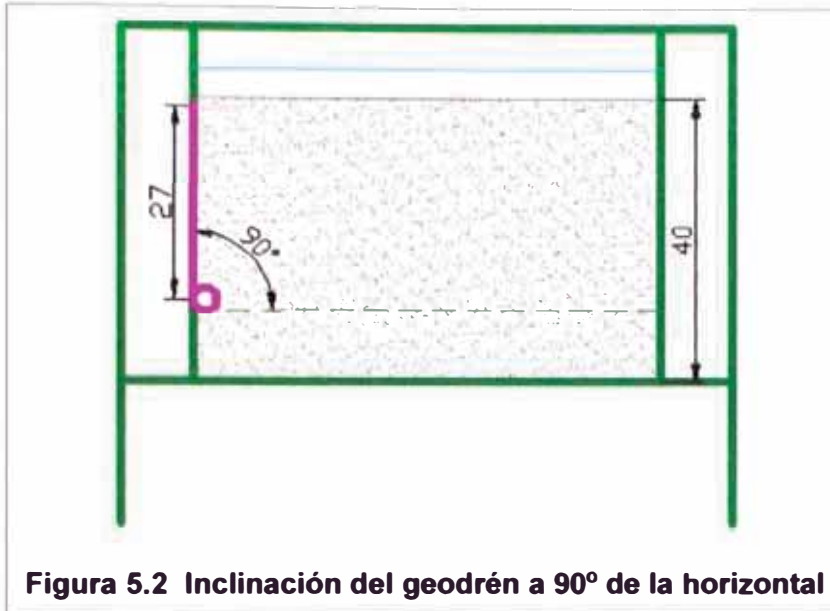
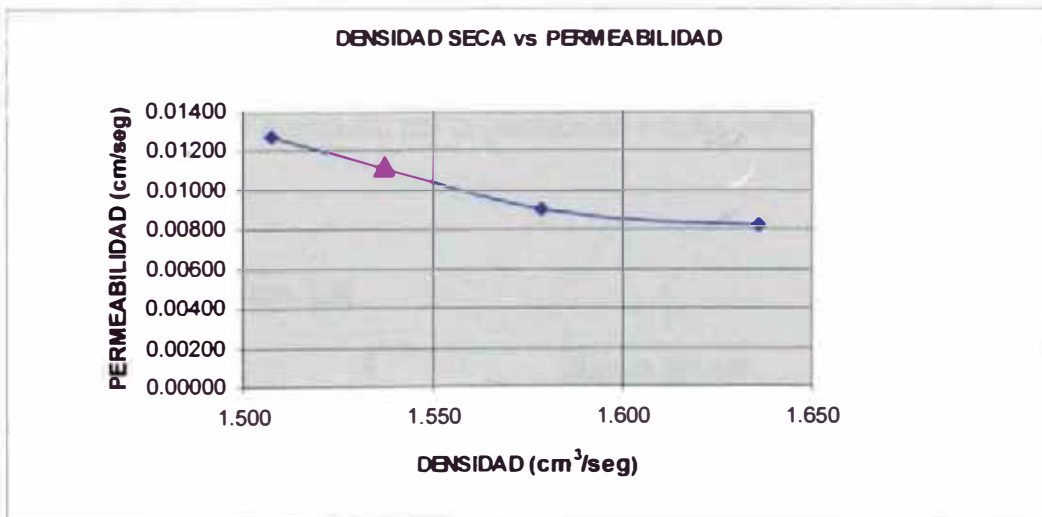


Figura 5.2 Inclinación del geodrén a 90° de la horizontal

#### 5.2.1.1 Suelo tipo SP

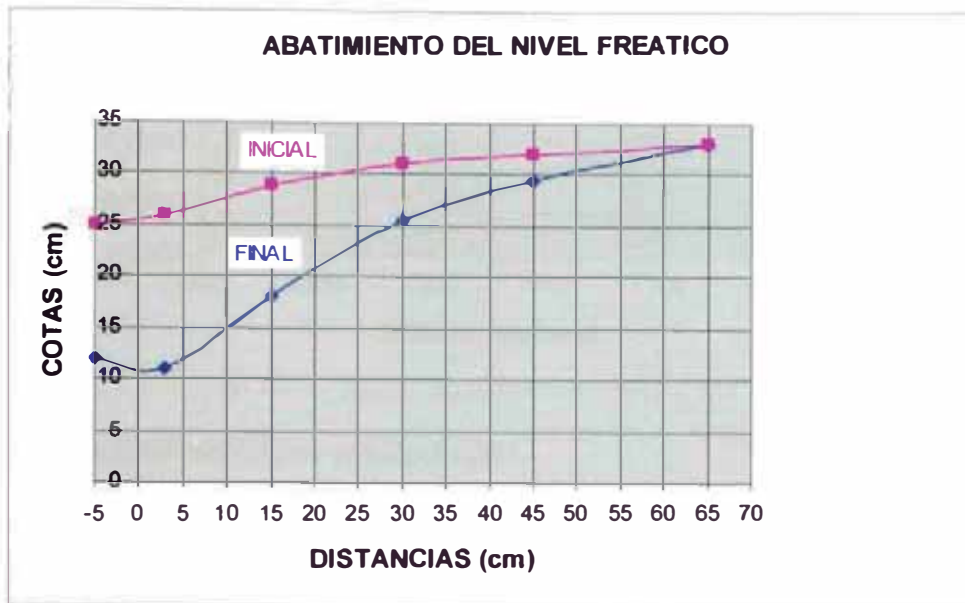
SUELO SP		
	DENSIDAD $\text{cm}^3/\text{seg}$	PERMEABILIDAD $\text{cm}/\text{seg}$
SUELO SECO	1.537	0.01127



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $12.650 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

## 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



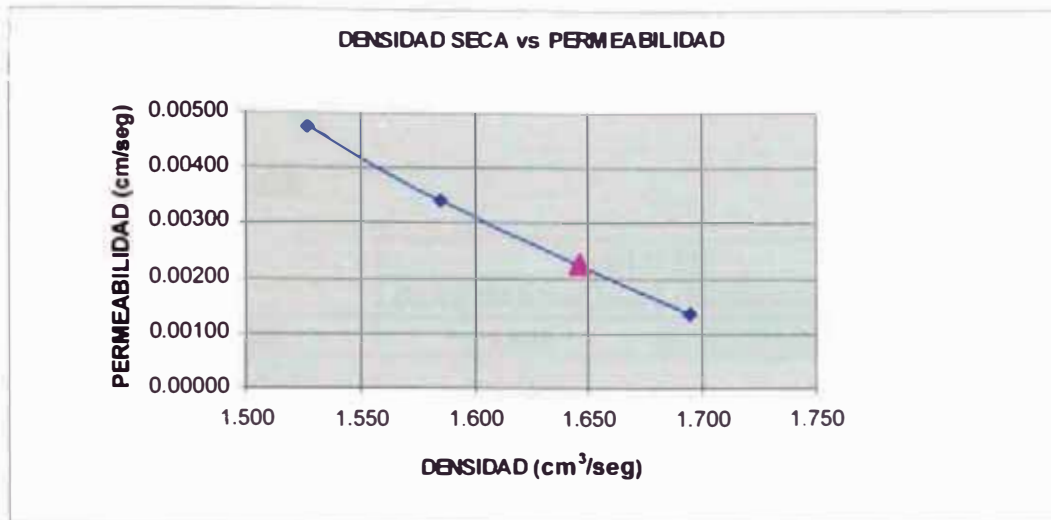
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	12
3	11
15	18
30	25.5
45	29.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 5.361 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.1.2 Suelo tipo SP- SM

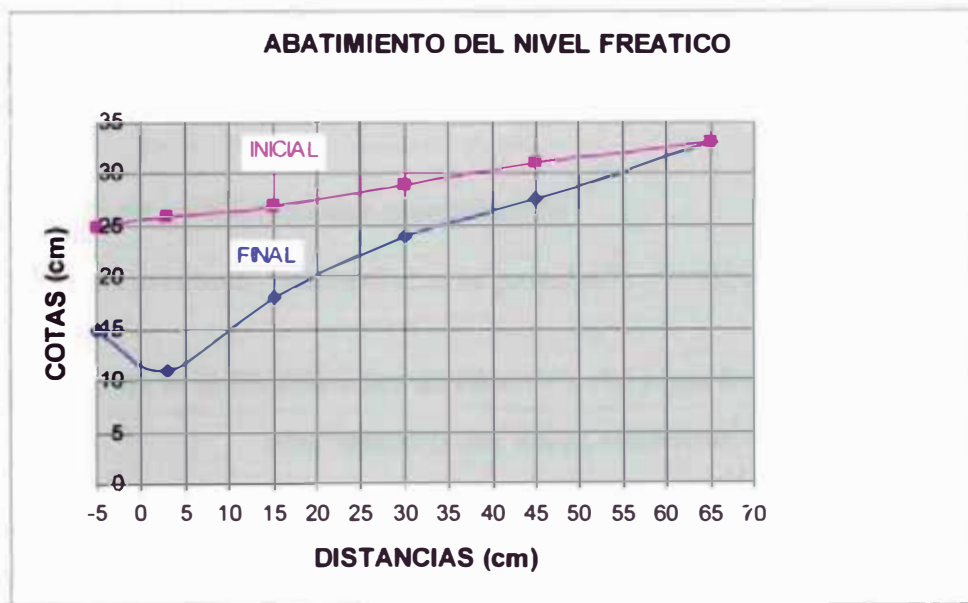
SUELO SP-SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.646	0.00226



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.723 cm<sup>3</sup>/seg.

### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



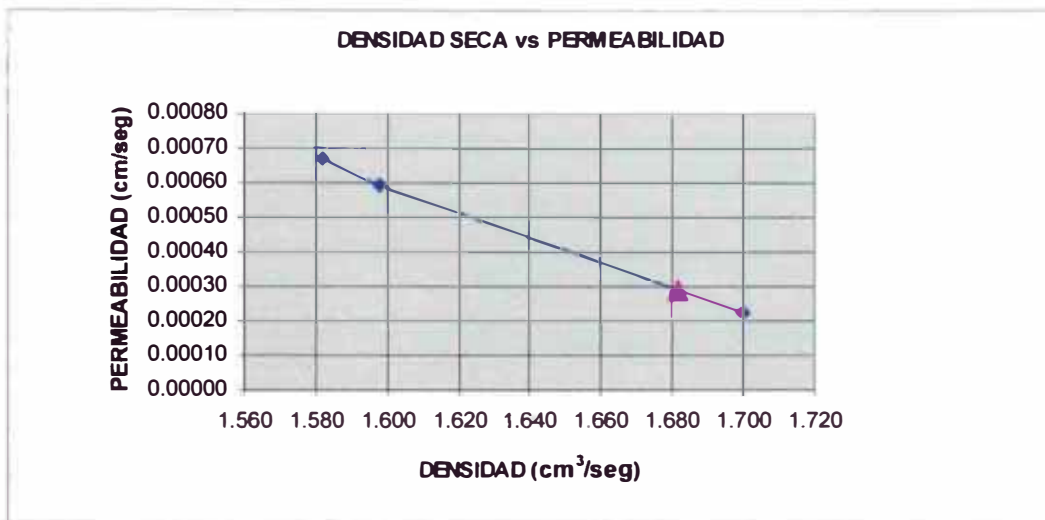
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	24
45	27.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.780 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.1.3 Suelo tipo SM

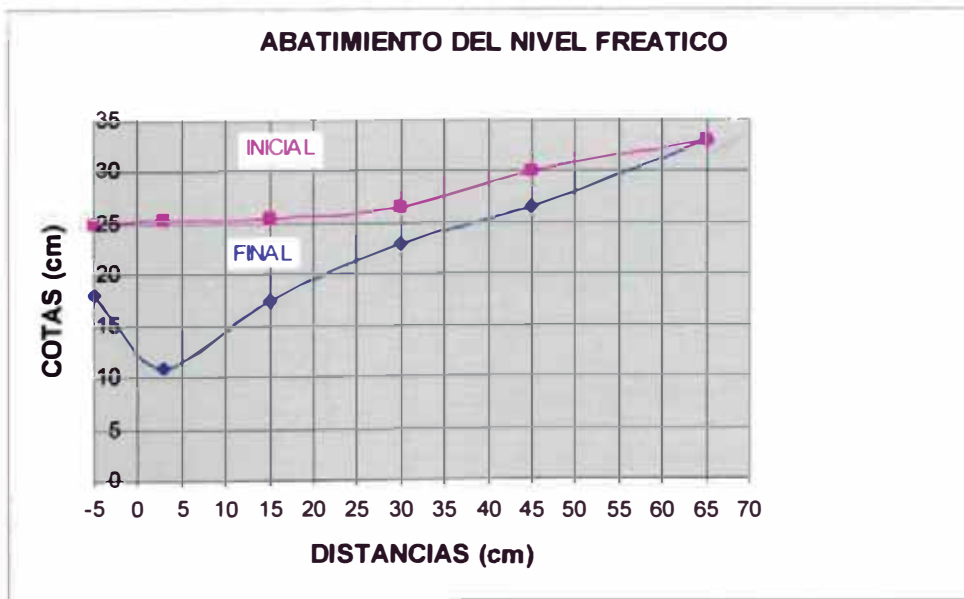
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.682	0.00029



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 0.268 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



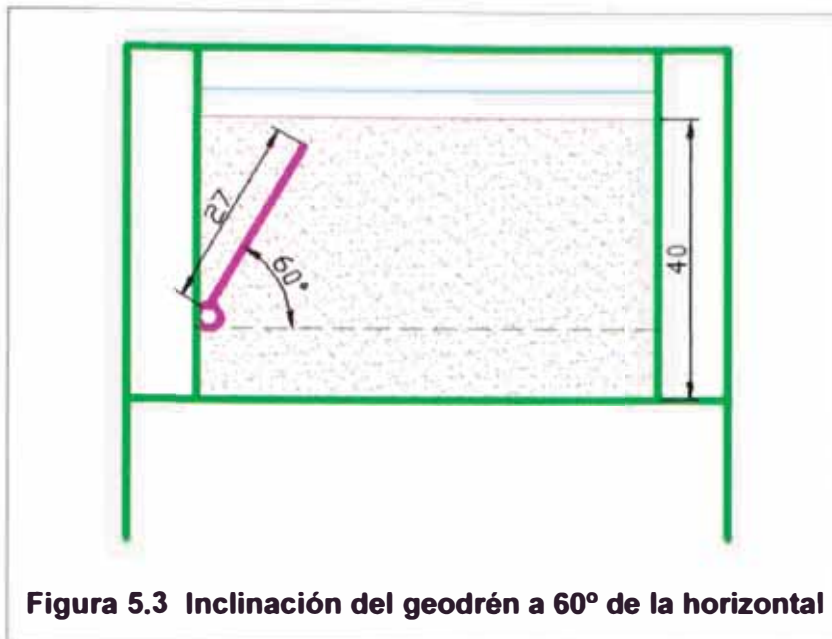


**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

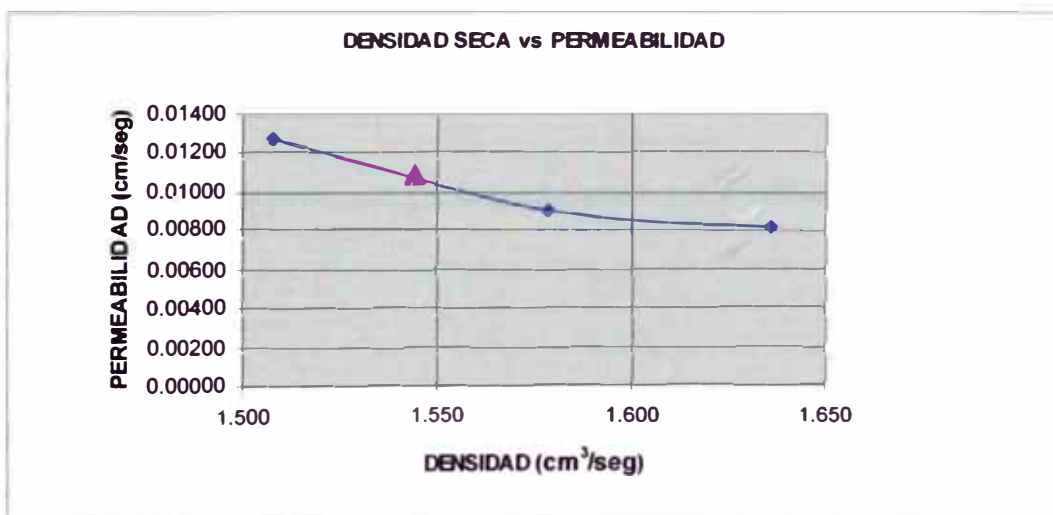
El caudal promedio evacuado por la geotubería = 0.392 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.2 Inclinación del geodrén a 60° de la horizontal (Figura 5.3)



#### 5.2.2.1 Suelo tipo SP

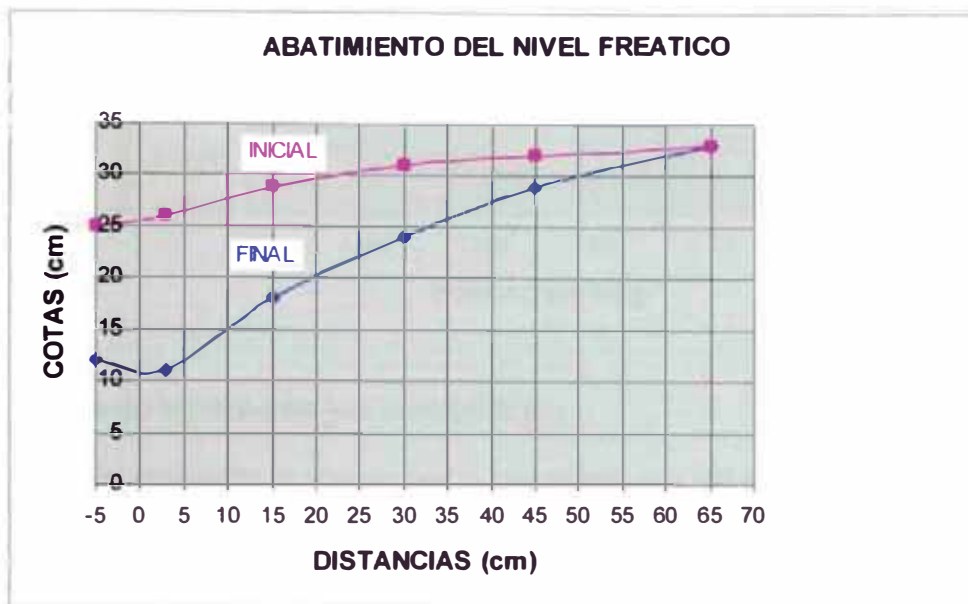
SUELO SP		
	DENSIDAD $\text{cm}^3/\text{seg}$	PERMEABILIDAD $\text{cm}/\text{seg}$
DENSIDAD DE SUELO	1.544	0.01090



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $14.672 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

**2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**



**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	12
3	11
15	18
30	24
45	29
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 5.969 cm<sup>3</sup>/seg.

**5.2.2.2 Suelo tipo SP- SM**

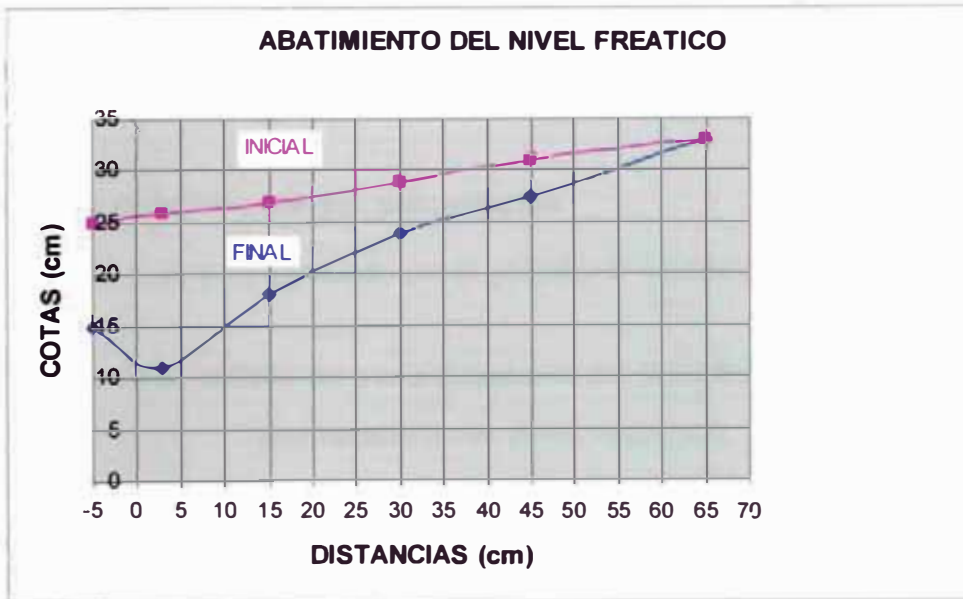
SUELO SP-SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.659	0.00203



**1. Caso de infiltración por precipitación**

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 2.488 cm<sup>3</sup>/seg.

**2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**



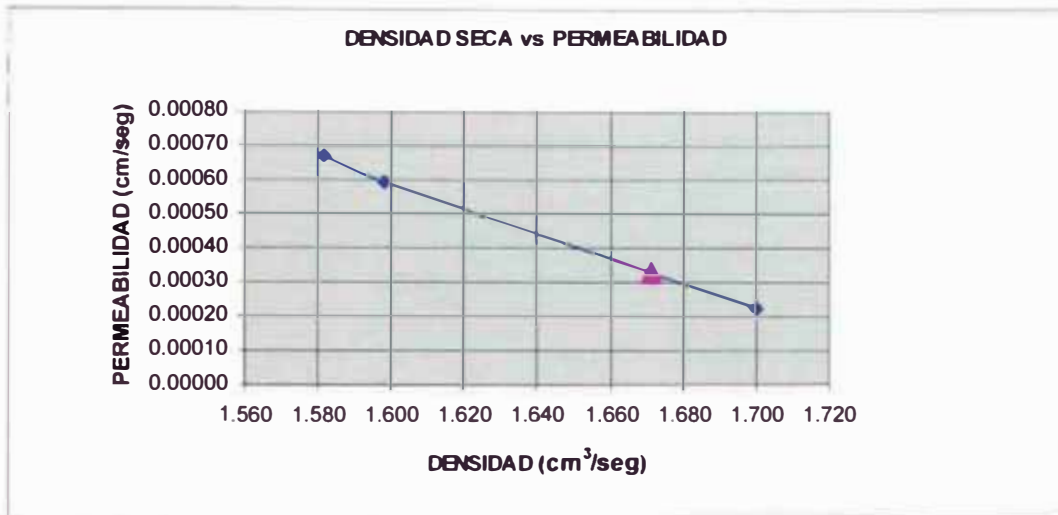
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	24
45	27.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 2.050 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.2.3 Suelo tipo SM

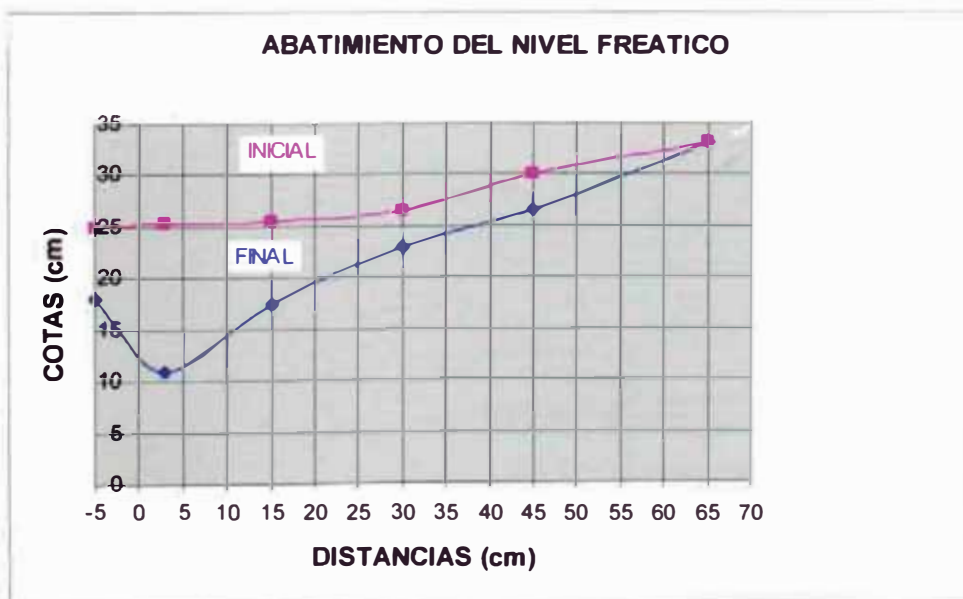
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
DENSIDAD DE SUELO	1.671	0.00033



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 0.764 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $0.554 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

### 5.2.3 Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal (Figura 5.4)

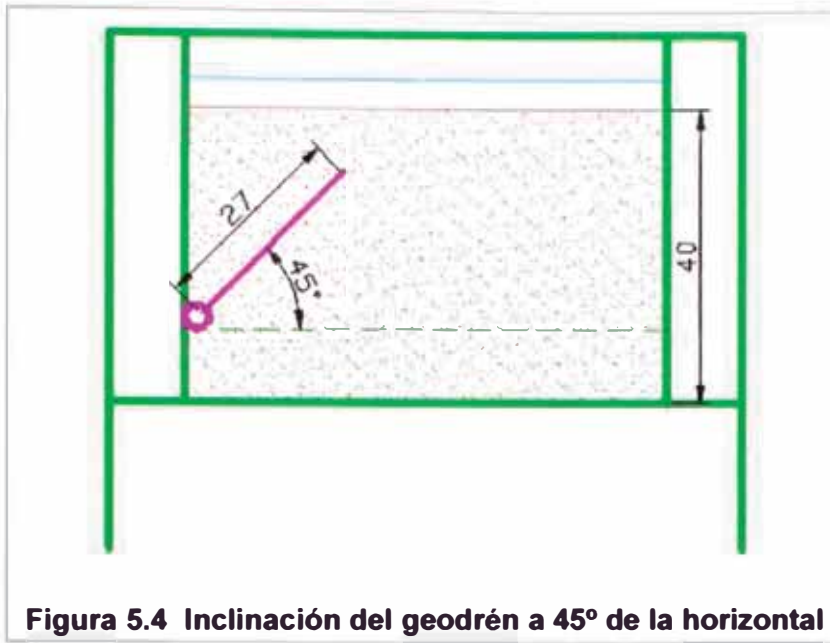
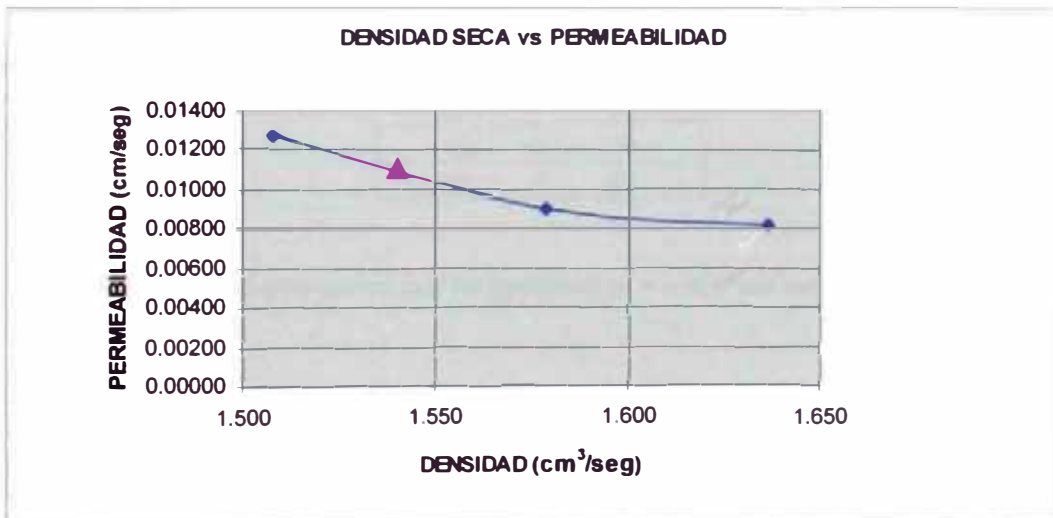


Figura 5.4 Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal

#### 5.2.3.1 Suelo tipo SP

SUELO SP		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
DENSIDAD DE SUELO	1.540	0.01108

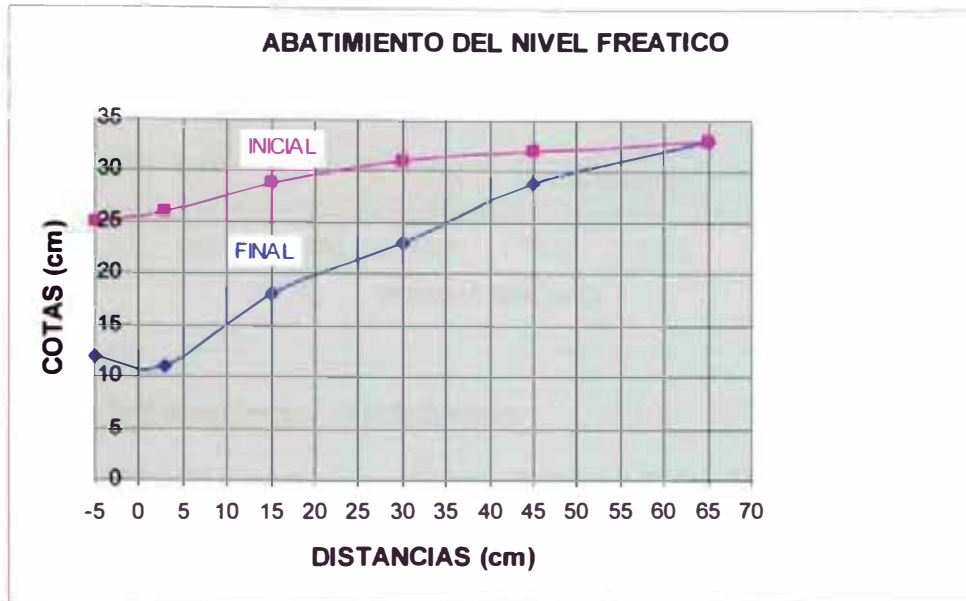


#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 12.267 cm<sup>3</sup>/seg.



## 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



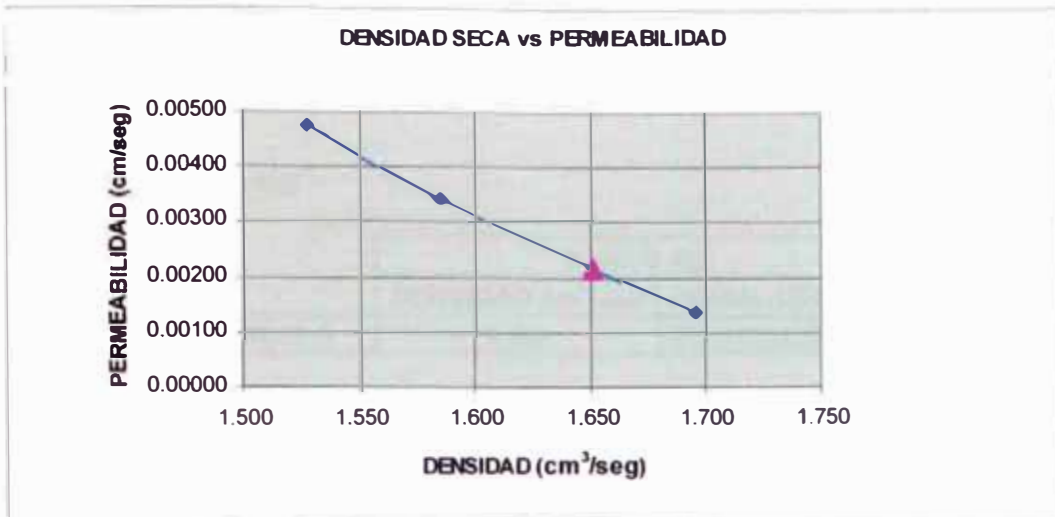
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	12
3	11
15	18
30	23
45	29
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 5.607 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.3.2 Suelo tipo SP- SM

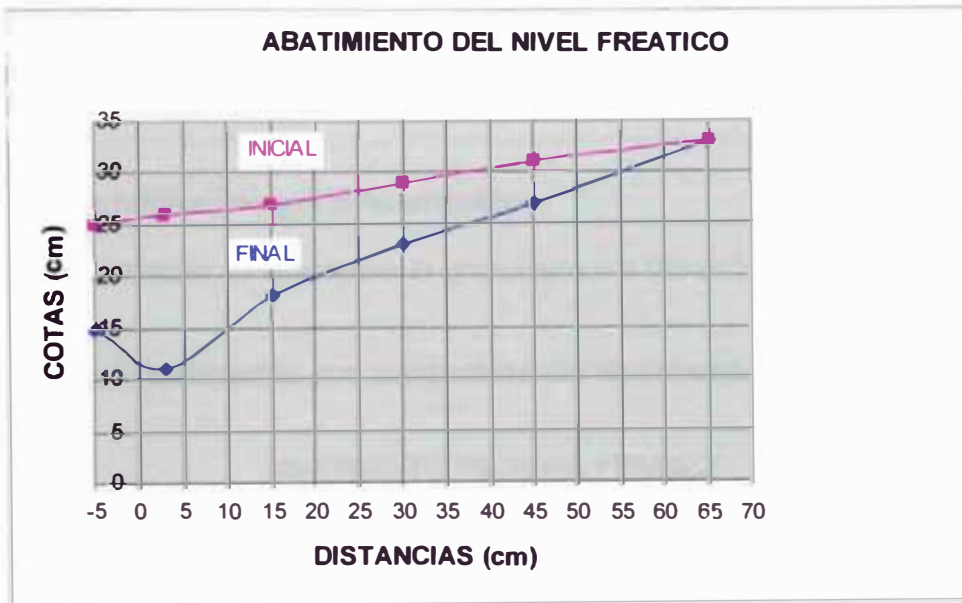
SUELO SP-SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.651	0.00217



**1. Caso de infiltración por precipitación**

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.607 cm<sup>3</sup>/seg.

**2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**



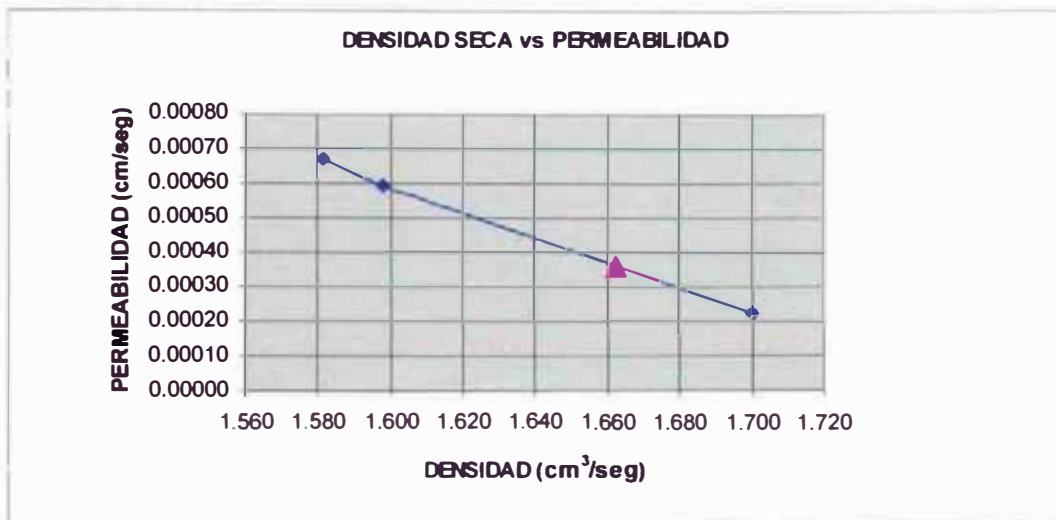
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	23
45	27
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.832 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.3.3 Suelo tipo SM

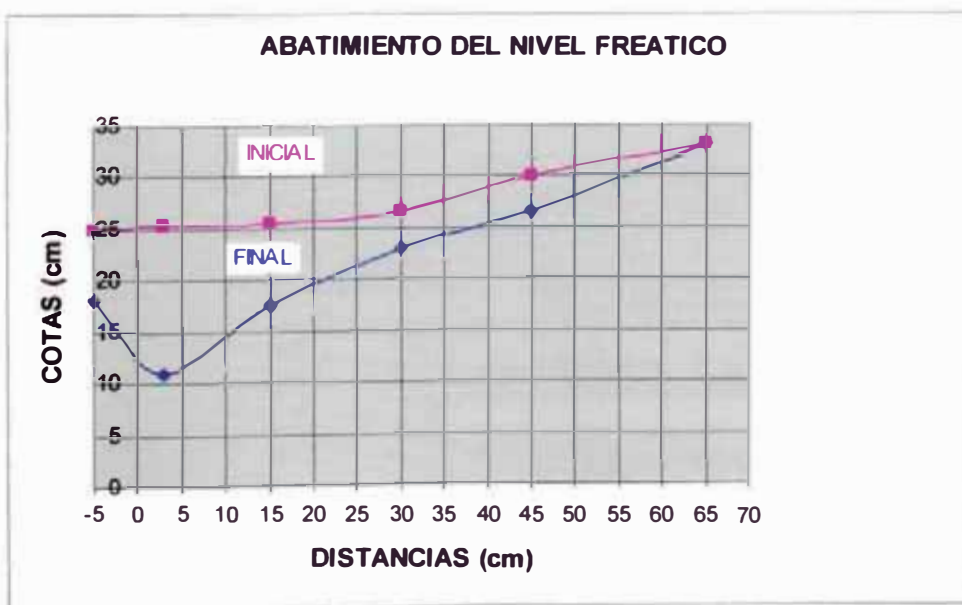
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
DENSIDAD DE SUELO	1.662	0.00036



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 0.509 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado

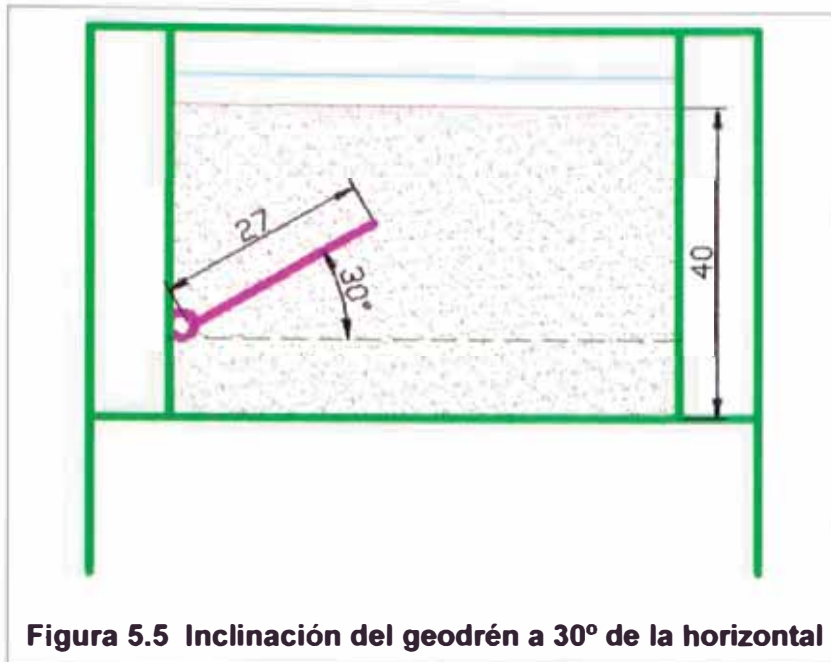


**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

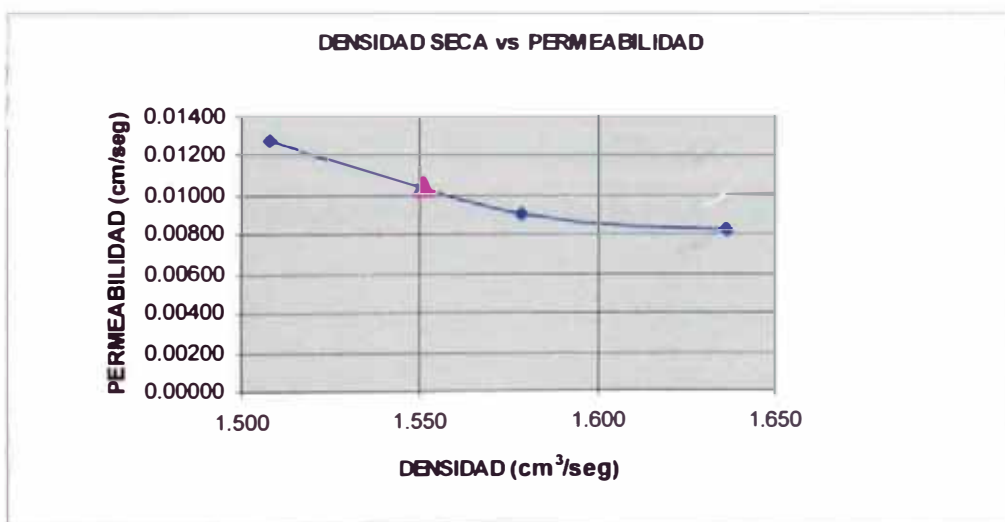
El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $0.465 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

### 5.2.4 Inclinación del geodrén a 30° de la horizontal (Figura 5.5)



#### 5.2.4.1 Suelo tipo SP

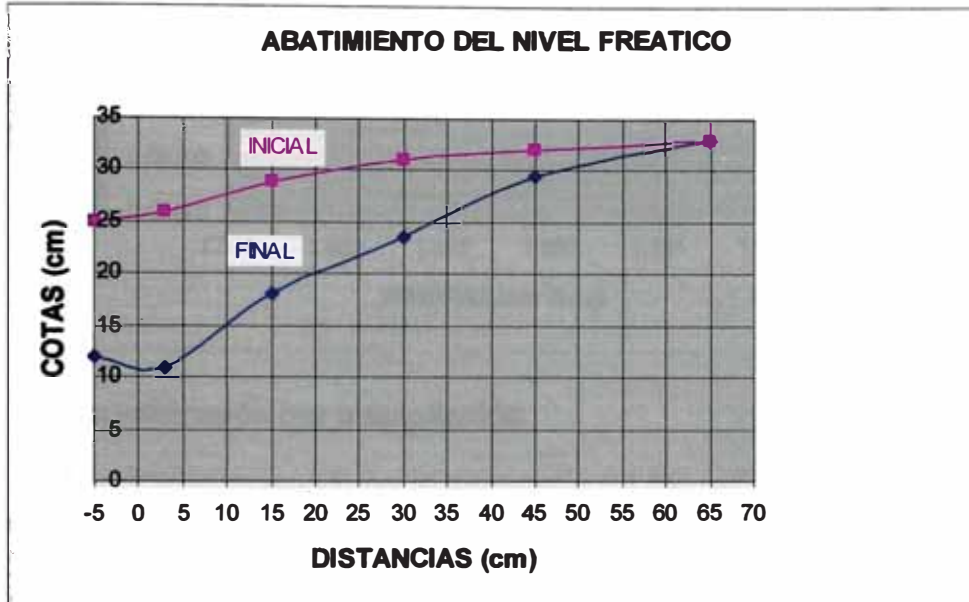
SUELO SP		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.551	0.01052



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 10.067 cm<sup>3</sup>/seg.

## 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



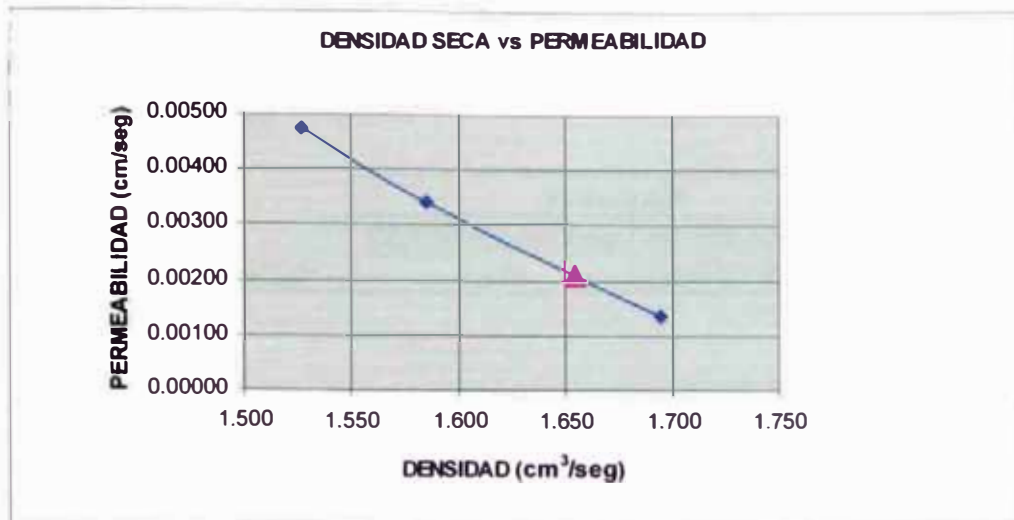
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	12
3	11
15	18
30	23.5
45	29.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 5.530 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.4.2 Suelo tipo SP- SM

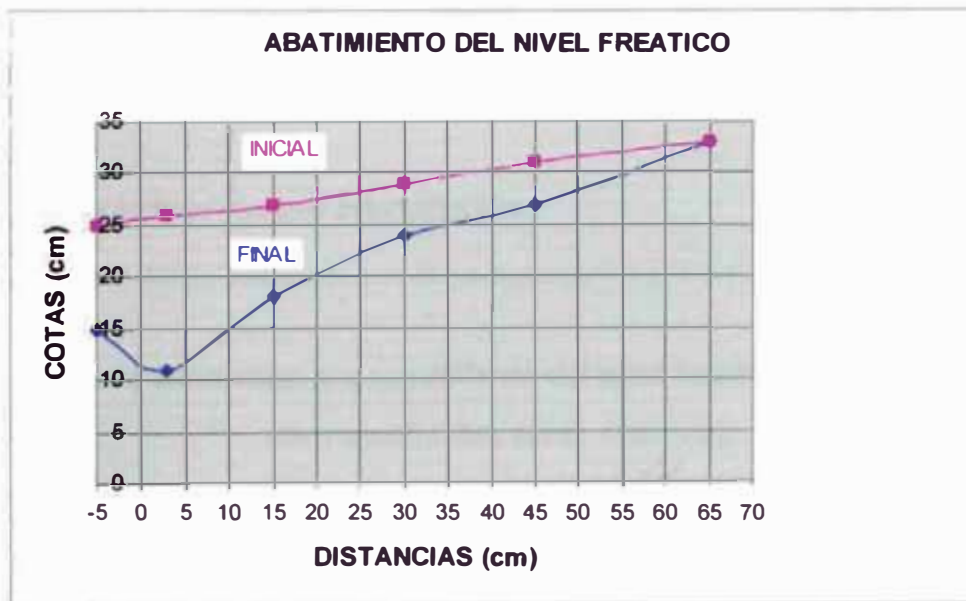
<b>SUELO SP-SM</b>		
	<b>DENSIDAD cm<sup>3</sup>/sea</b>	<b>PERMEABILIDAD cm/seg</b>
<b>SUELO SECO</b>	<b>1.655</b>	<b>0.00210</b>



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.366 cm<sup>3</sup>/seg.

### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

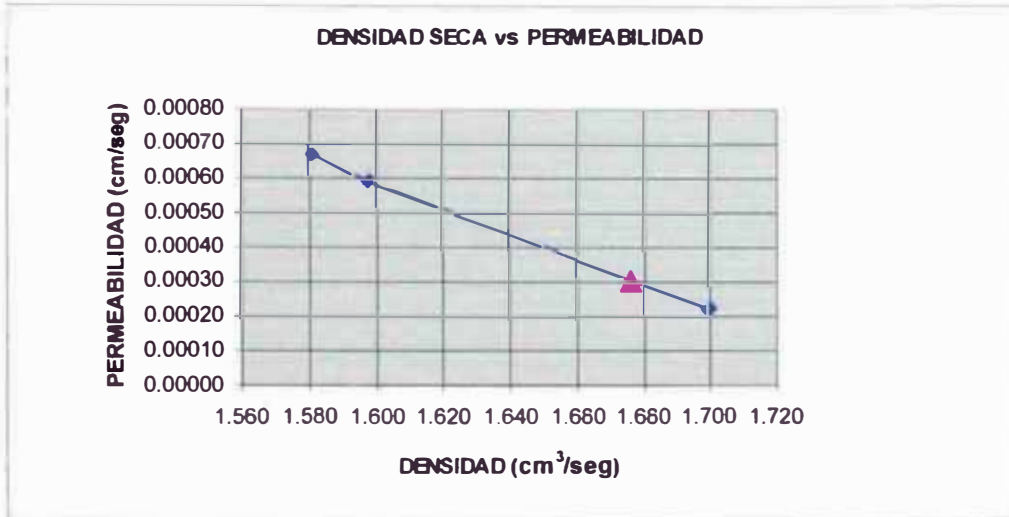
X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	24
45	27
65	33



El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.816 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.4.3 Suelo tipo SM

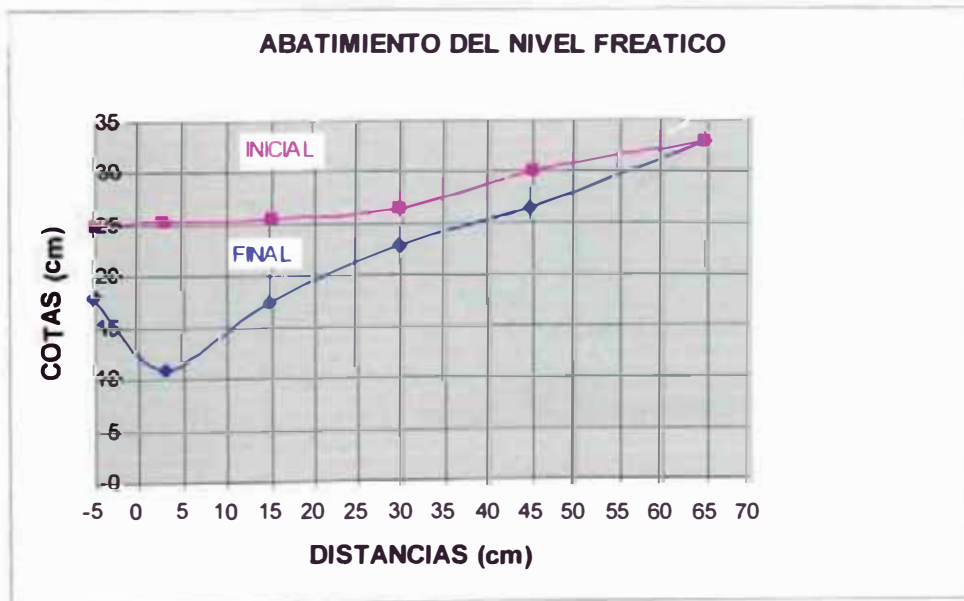
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
DENSIDAD DE SUELO	1.676	0.00031



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 0.221 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado

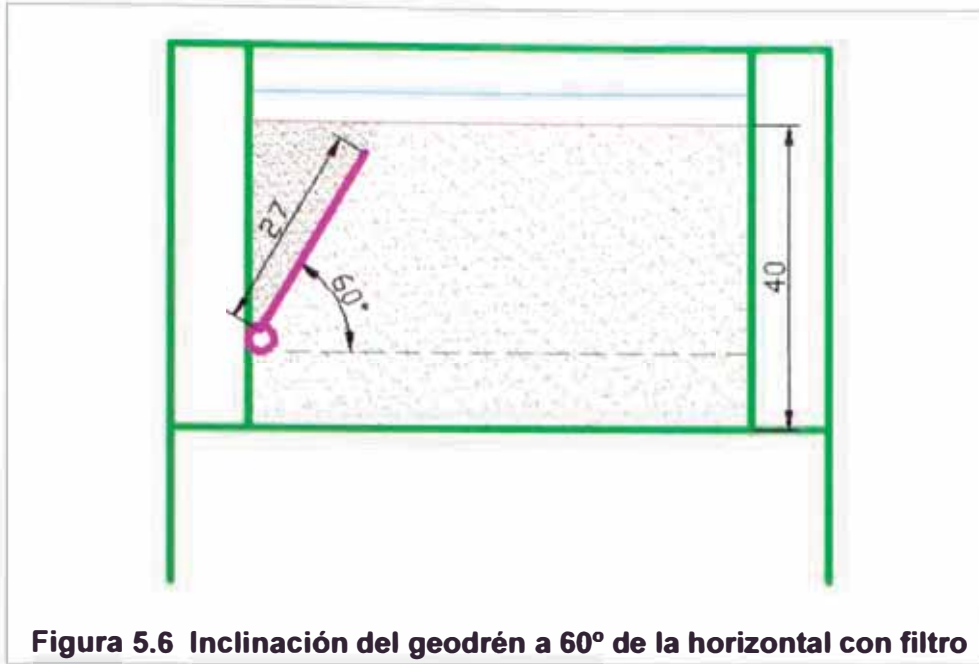


**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $0.211 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

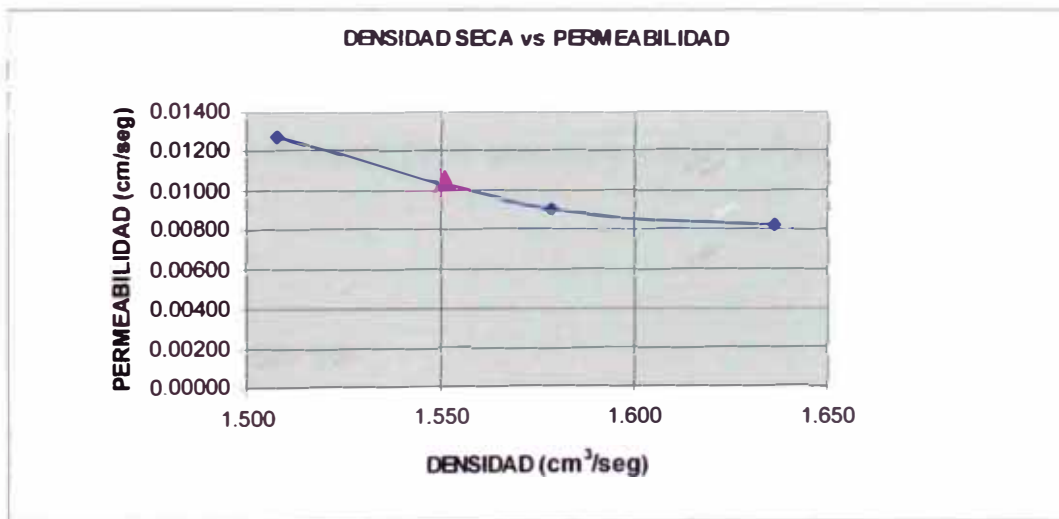
**5.2.5 Inclinación del geodrén a 60° de la horizontal con filtro (Figura 5.6)**



**Figura 5.6 Inclinación del geodrén a 60° de la horizontal con filtro**

**5.2.5.1 Suelo tipo SP**

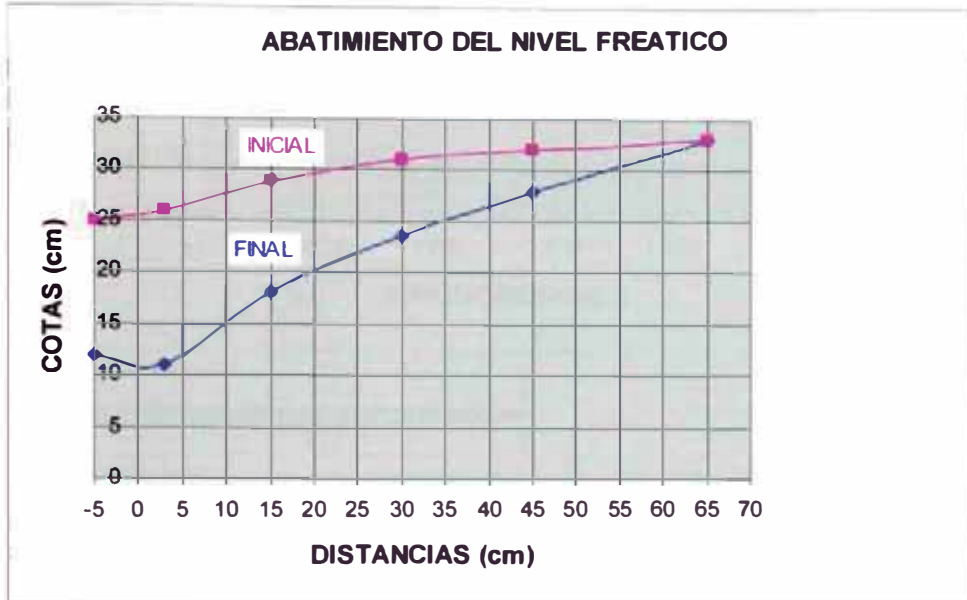
SUELO SP		
	DENSIDAD $\text{cm}^3/\text{seg}$	PERMEABILIDAD $\text{cm}/\text{seg}$
SUELO SECO	1.551	0.01052



**1. Caso de infiltración por precipitación**

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $19.397 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

## 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



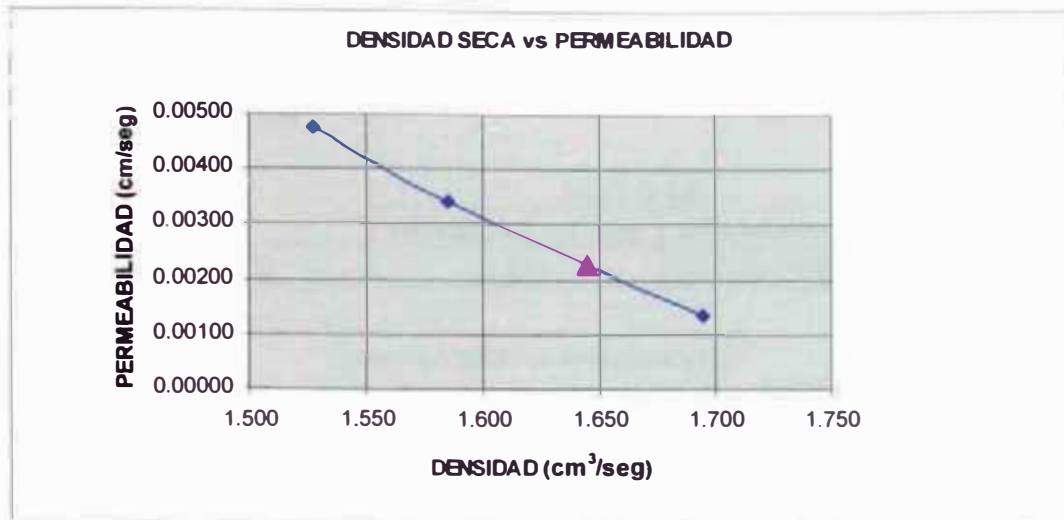
### Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje

X	Y
-5	12
3	11
15	18
30	23.5
45	28
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $6.271 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

### 5.2.5.2 Suelo tipo SP- SM

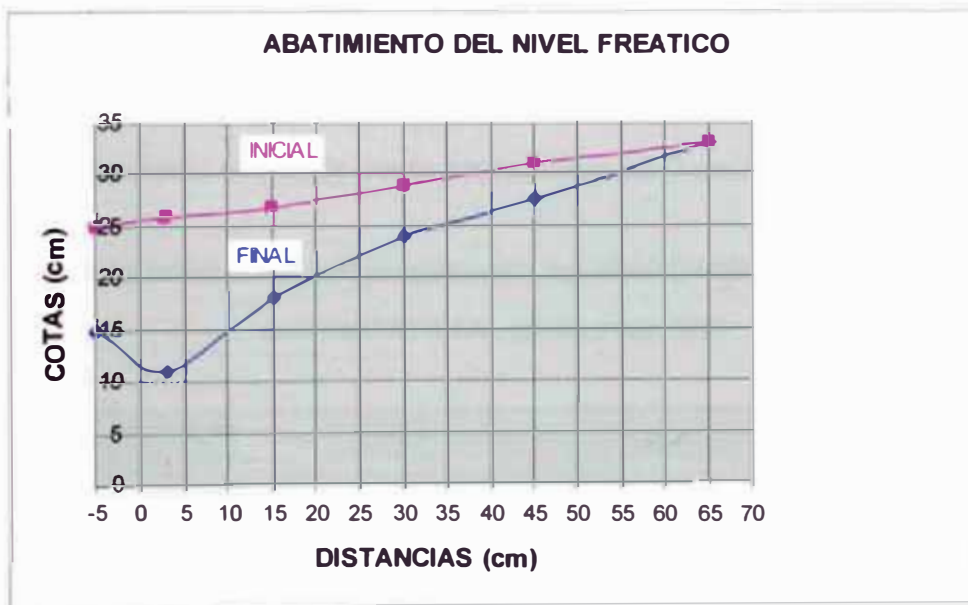
<b>SUELO SP - SM</b>		
	<b>DENSIDAD <math>\text{cm}^3/\text{seg}</math></b>	<b>PERMEABILIDAD <math>\text{cm}/\text{seg}</math></b>
<b>SUELO SECO</b>	<b>1.644</b>	<b>0.00230</b>



**1. Caso de infiltración por precipitación**

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 12.051 cm<sup>3</sup>/seg.

**2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**



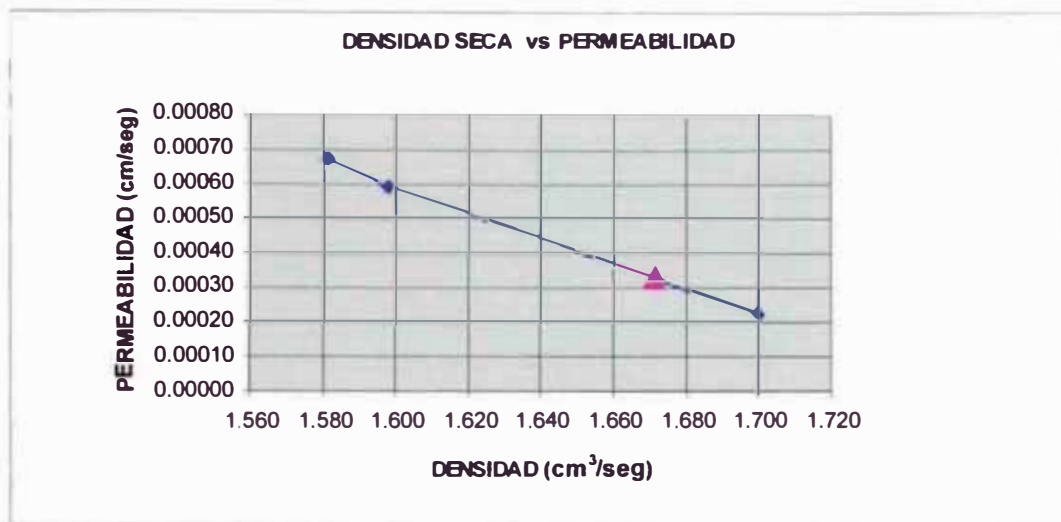
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	24
45	27.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 2.101 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.5.3 Suelo tipo SM

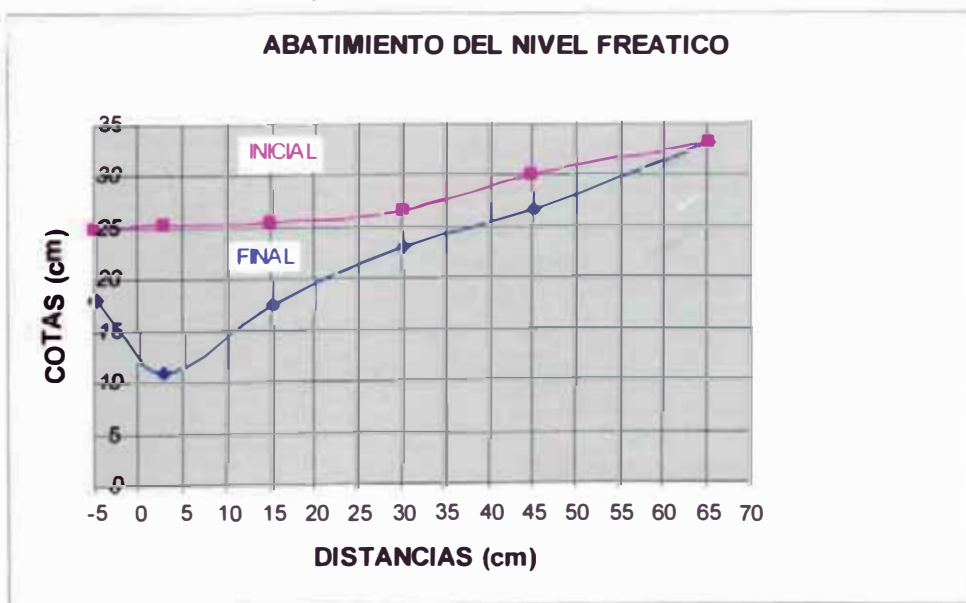
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.671	0.00033



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 8.077 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $0.699 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .



### 5.2.6 Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal con filtro (Figura 5.7)

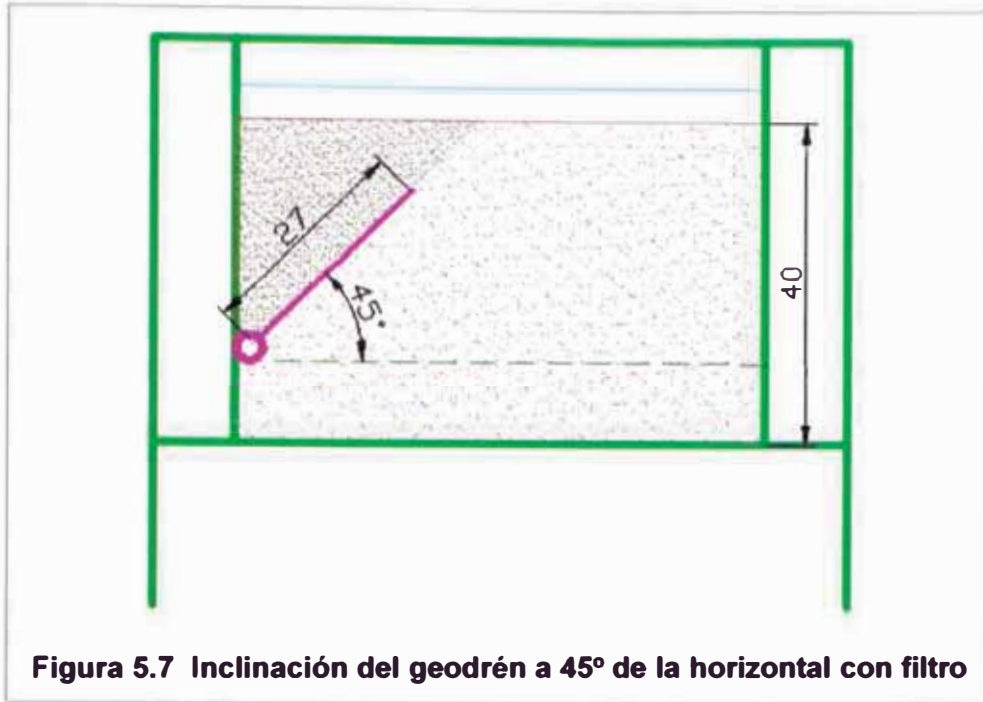
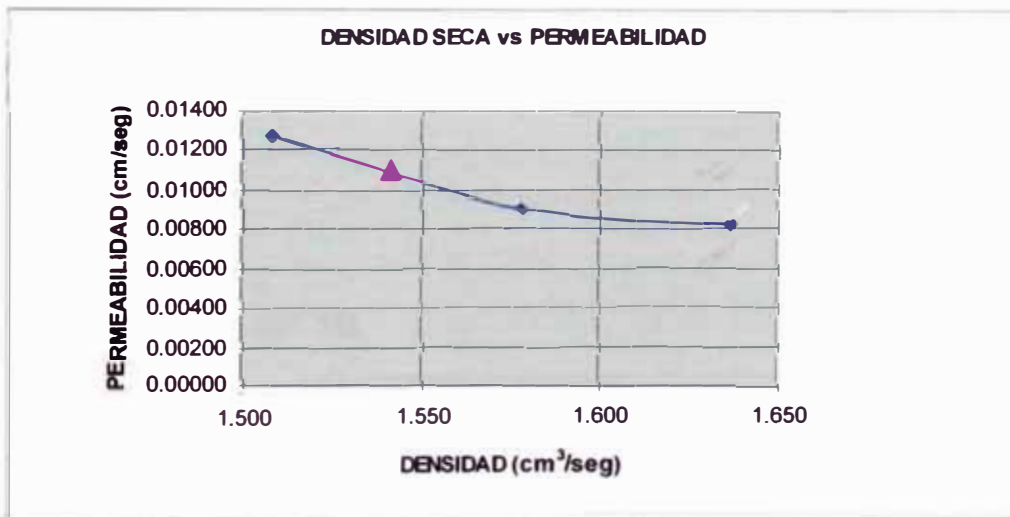


Figura 5.7 Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal con filtro

#### 5.2.6.1 Suelo tipo SP

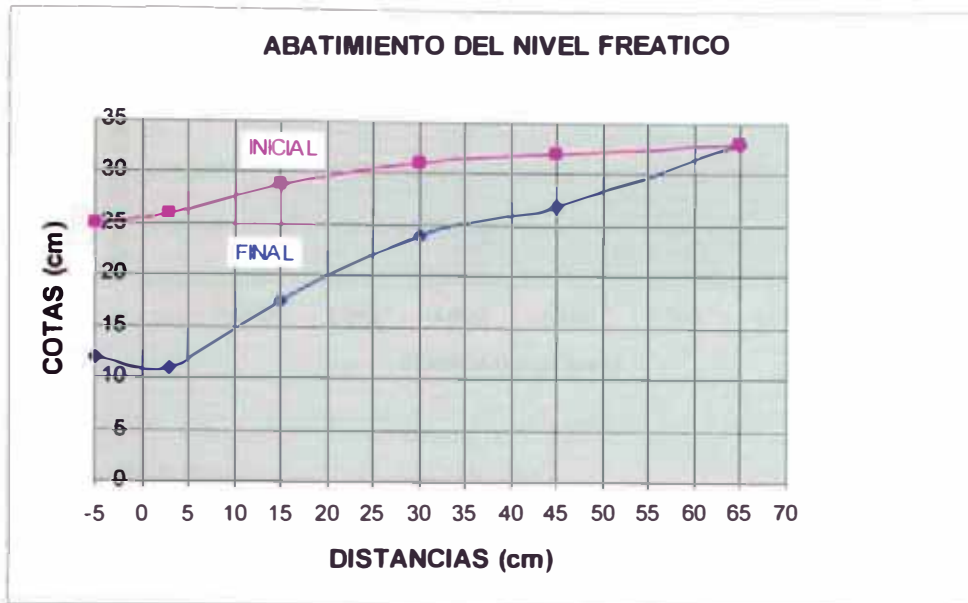
SUELO SP		
	DENSIDAD $\text{cm}^3/\text{seg}$	PERMEABILIDAD $\text{cm}/\text{seg}$
SUELO SECO	1.541	0.01105



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $39.923 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

## 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



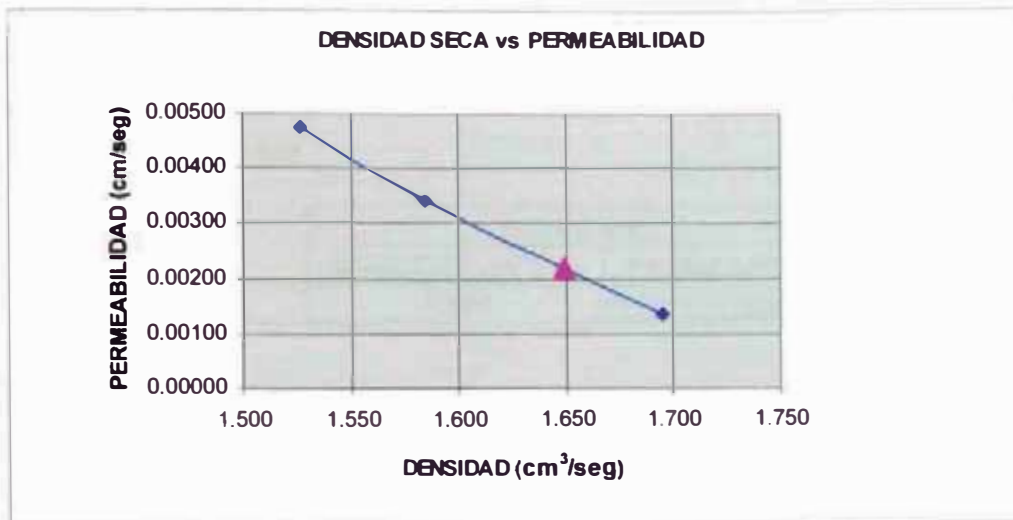
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	12
3	11
15	17.5
30	24
45	27
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $5.704 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

### 5.2.6.2 Suelo tipo SP- SM

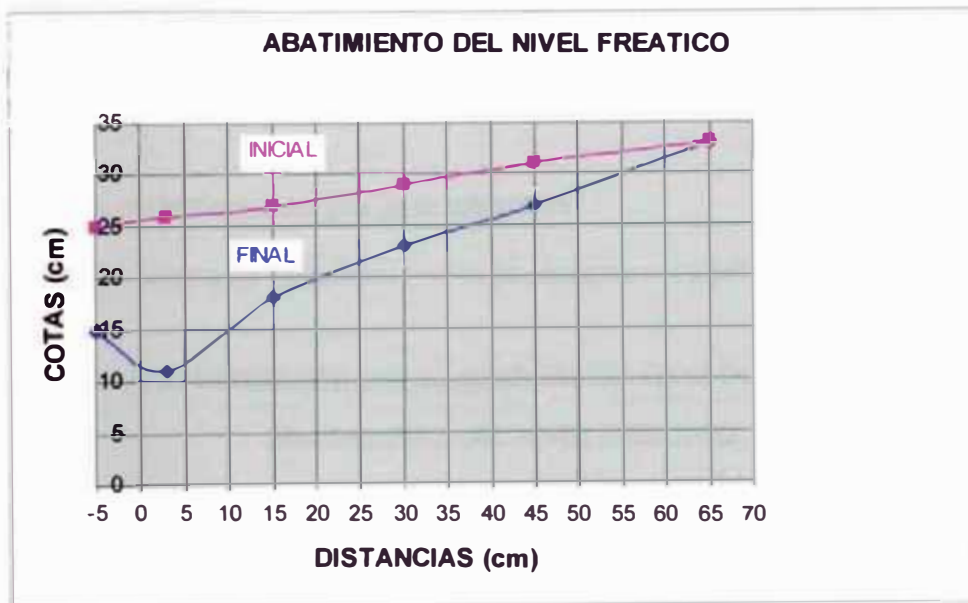
<b>SUELO SP - SM</b>		
	<b>DENSIDAD <math>\text{cm}^3/\text{seg}</math></b>	<b>PERMEABILIDAD <math>\text{cm}/\text{seg}</math></b>
<b>SUELO SECO</b>	<b>1.650</b>	<b>0.00220</b>



### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 14.866 cm<sup>3</sup>/seg.

### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado



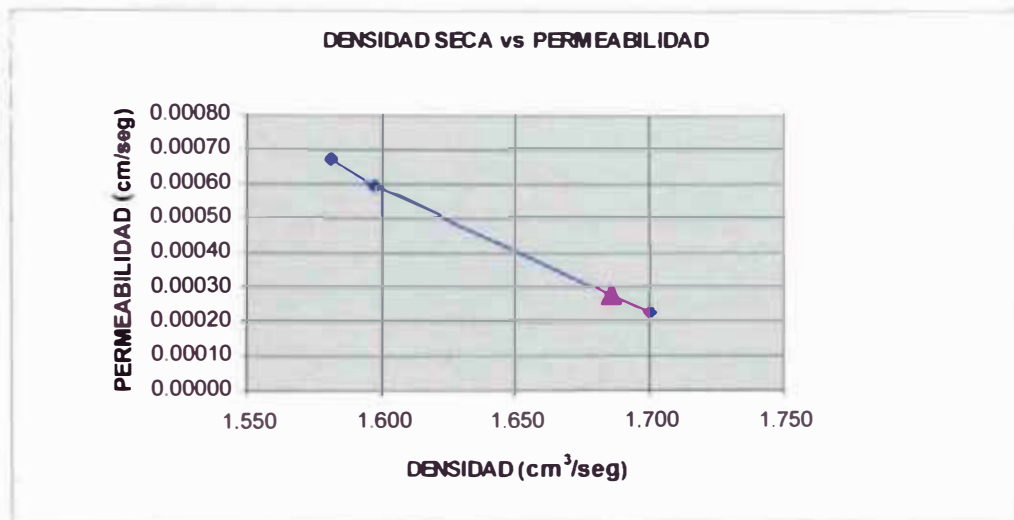
**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

X	Y
-5	15
3	11
15	18
30	23
45	27
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 1.850 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.6.3 Suelo tipo SM

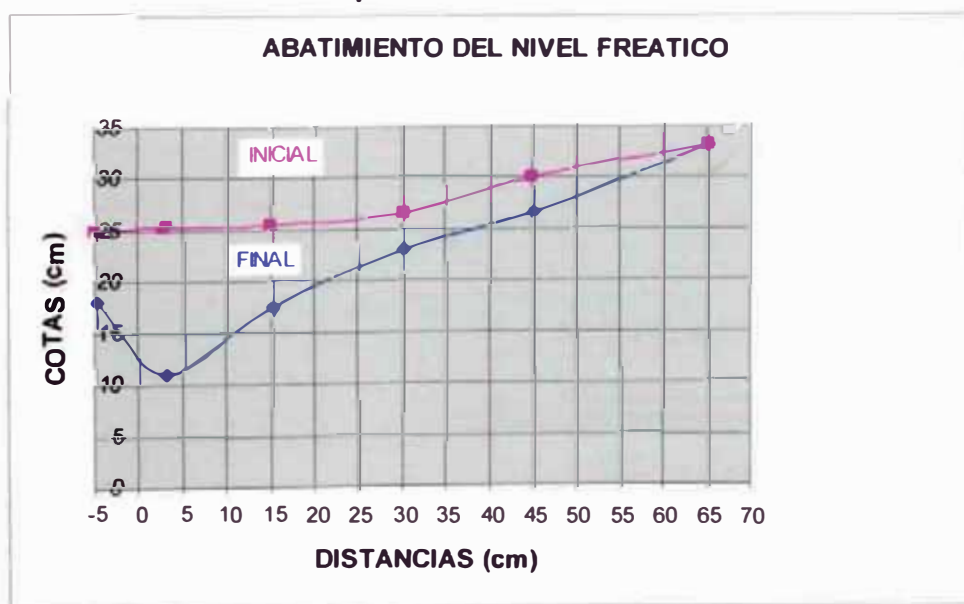
SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.685	0.00028



#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 12.362 cm<sup>3</sup>/seg.

#### 2. Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado

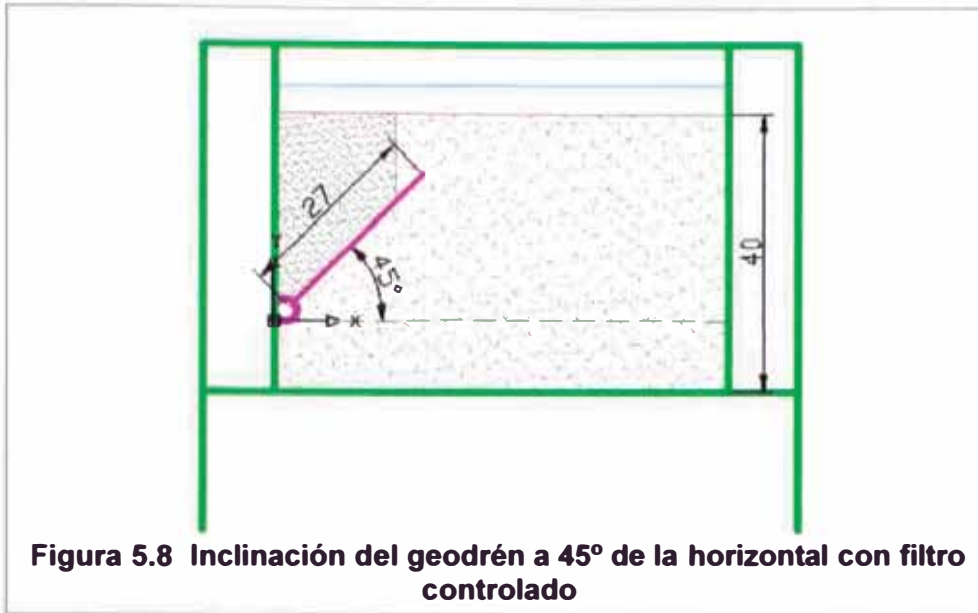


**Coordenadas del abatimiento final del nivel freático al activar el sistema de subdrenaje**

<b>X</b>	<b>Y</b>
-5	18
3	11
15	17.5
30	23
45	26.5
65	33

El caudal promedio evacuado por la geotubería =  $0.530 \text{ cm}^3/\text{seg}$ .

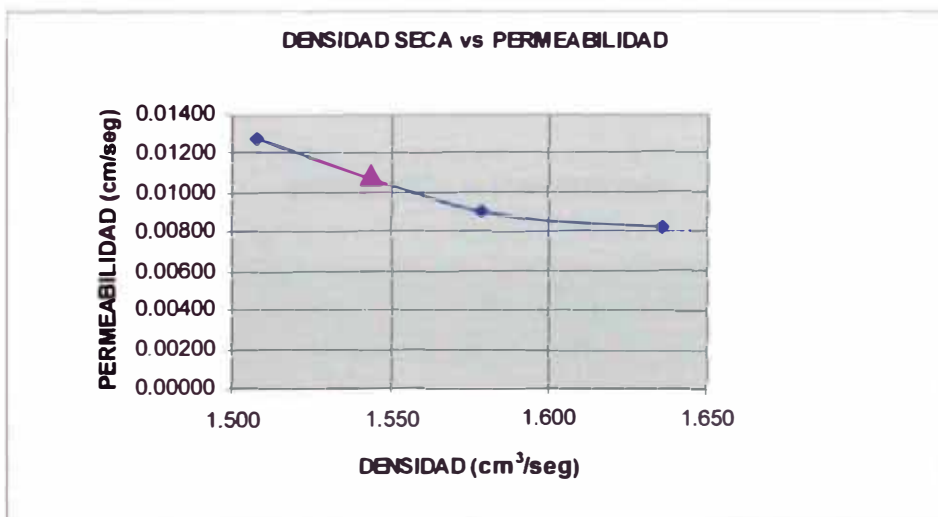
### 5.2.7 Inclinación del geodrén a 45° de la horizontal con filtro controlado (Figura 5.8)



Para este caso el área superior es igual a un geodrén a 60° con la horizontal

#### 5.2.7.1 Suelo tipo SP

	SUELO SP	
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.544	0.01090

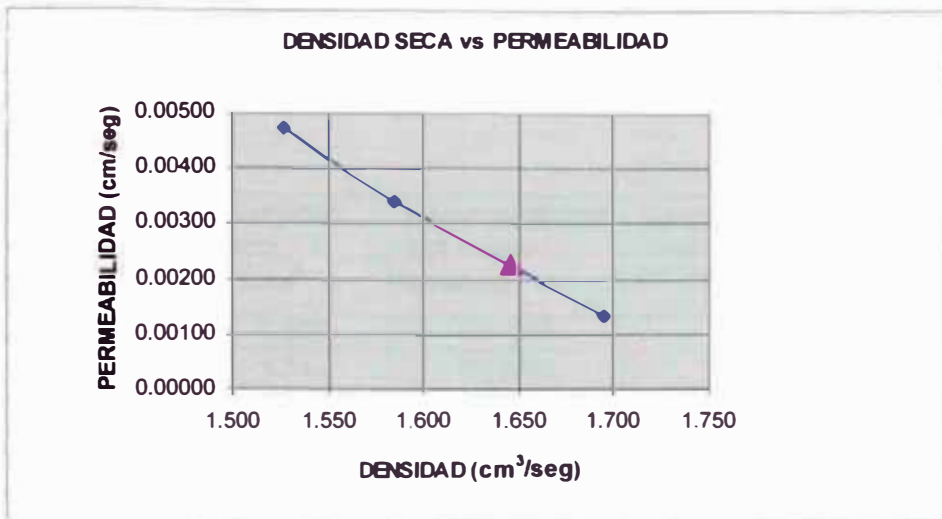


#### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 32.694 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.7.2 Suelo tipo SP- SM

SUELO SP - SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.646	0.00226

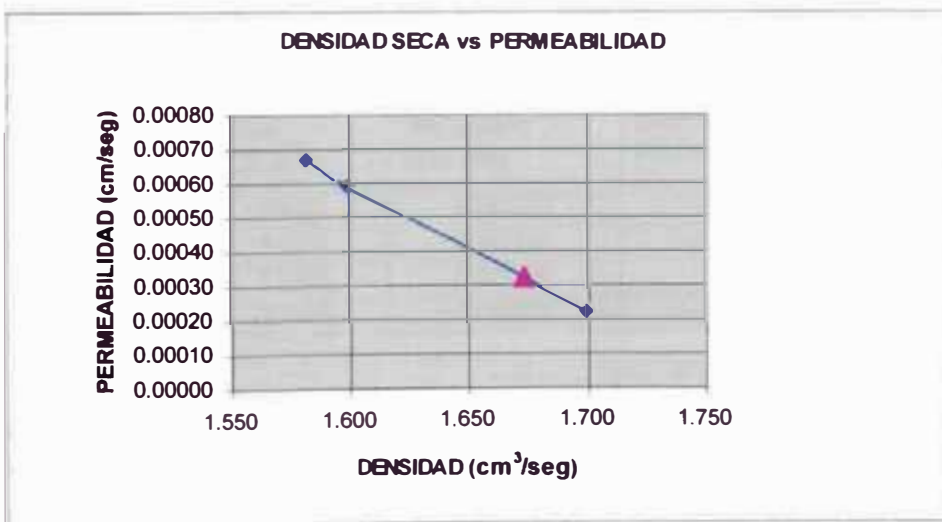


### 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 13.758 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.2.7.3 Suelo tipo SM

SUELO SM		
	DENSIDAD cm <sup>3</sup> /seg	PERMEABILIDAD cm/seg
SUELO SECO	1.673	0.00032





## 1. Caso de infiltración por precipitación

El caudal promedio evacuado por la geotubería = 9.122 cm<sup>3</sup>/seg.

### 5.3 Cuadros de resumen de datos experimentales

#### 5.3.1 Sin suelo de filtro

##### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
90	1.537	0.01127	12.650	5.361
60	1.544	0.01090	14.672	5.969
45	1.540	0.01108	12.267	5.607
30	1.551	0.01052	10.067	5.530

##### Suelo SP – SM

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
90	1.646	0.00226	1.723	1.780
60	1.659	0.00203	2.488	2.050
45	1.651	0.00217	1.607	1.832
30	1.655	0.00210	1.366	1.816

##### Suelo SM

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
90	1.682	0.00029	0.2681	0.392
60	1.671	0.00033	0.764	0.554
45	1.662	0.00036	0.509	0.465
30	1.676	0.00031	0.221	0.211

### 5.3.2 Con suelo de filtro

Teniendo en cuenta que el término 45\* se refiere al filtro controlado en una inclinación del geodrén de 45°, además se consideró como valores únicos de densidad seca y permeabilidad para el suelo de filtro los siguientes valores:

Densidad seca = 1.514 cm<sup>3</sup>/seg.

Permeabilidad = 0.01787 cm/seg.

#### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
60	1.551	0.01052	19.397	6.271
45	1.541	0.01104	39.923	5.704
45*	1.544	0.01090	32.694	-----

#### Suelo SP – SM

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
60	1.644	0.00230	12.051	2.101
45	1.650	0.00220	14.866	1.850
45*	1.646	0.00226	13.758	-----

#### Suelo SM

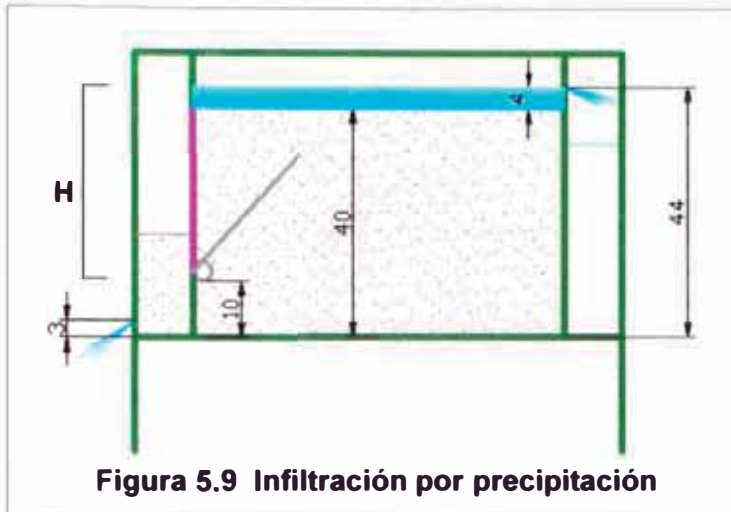
Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por precipitación	Caudal cm <sup>3</sup> /seg Caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado
60	1.671	0.00033	8.077	0.699
45	1.685	0.00028	12.362	0.530
45*	1.673	0.00032	9.122	-----

## 5.4 Cálculo de los caudales teóricos

### 5.4.1 Caso de infiltración por precipitación

Teniendo en cuenta la información del subíndice 2.7.4.3, para el cálculo del caudal de infiltración por precipitación, se aplica la Ecuación 2.45:

$$Q = K \cdot \frac{n_f}{n_d} \cdot H \cdot L$$



Para el caso del modelo:

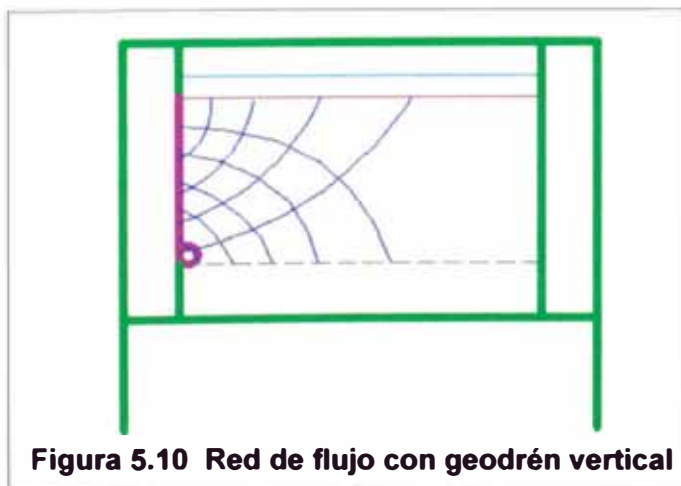
$H$  = pérdida de carga total =  $44 - 10 = 34$  cm.

$L$  = ancho del modelo = 38.5 cm.

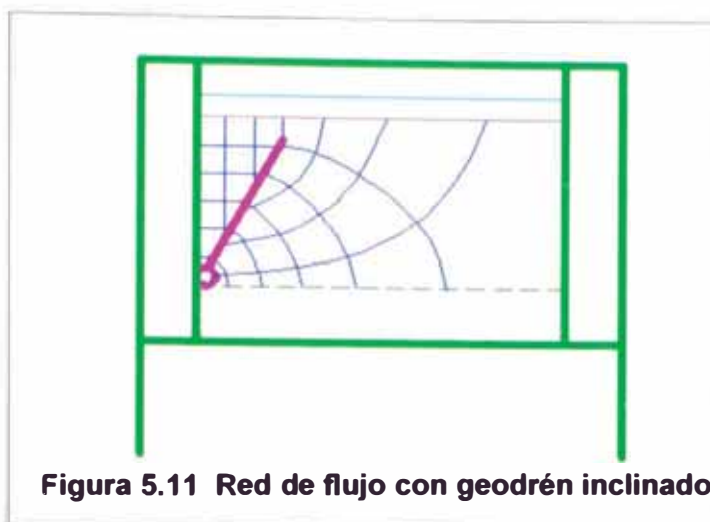
$n_f$  : Número de canales de flujo.

$n_d$  : Número de equipotenciales.

Para un geodrén vertical: ( $n_f = 4.5$  y  $n_d = 6$ )



Para un geodrén inclinado: ( $n_f = 6.5$  y  $n_d = 6$ )



Nota: se considera para los diferentes ángulos de inclinación: 60, 45 y 30 el mismo valor de  $n_f$  y  $n_d$ , debido a que la variación en el trazo de las líneas de flujo y las líneas equipotenciales es mínima.

#### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca $\text{gr/cm}^3$	permeabilidad del suelo $\text{cm/seg}$	$n_f$	$n_d$	$\frac{n_f}{n_d}$	Caudal $\text{cm}^3/\text{seg}$
90	1.537	0.01127	4.5	6	0.75	11.064
60	1.544	0.01090	6.5	6	1.083	15.457
45	1.540	0.01108	6.5	6	1.083	15.712
30	1.551	0.01052	6.5	6	1.083	14.918

#### Suelo SP – SM

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca $\text{gr/cm}^3$	permeabilidad del suelo $\text{cm/seg}$	$n_f$	$n_d$	$\frac{n_f}{n_d}$	Caudal $\text{cm}^3/\text{seg}$
90	1.646	0.00226	4.5	6	0.75	2.219
60	1.659	0.00203	6.5	6	1.083	2.879
45	1.651	0.00217	6.5	6	1.083	3.077
30	1.655	0.00210	6.5	6	1.083	2.978

**Suelo SM**

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	$n_f$	$n_d$	$\frac{n_f}{n_d}$	Caudal cm <sup>3</sup> /seg
90	1.682	0.00029	4.5	6	0.75	0.285
60	1.671	0.00033	6.5	6	1.083	0.468
45	1.662	0.00036	6.5	6	1.083	0.511
30	1.676	0.00031	6.5	6	1.083	0.440

**5.4.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**

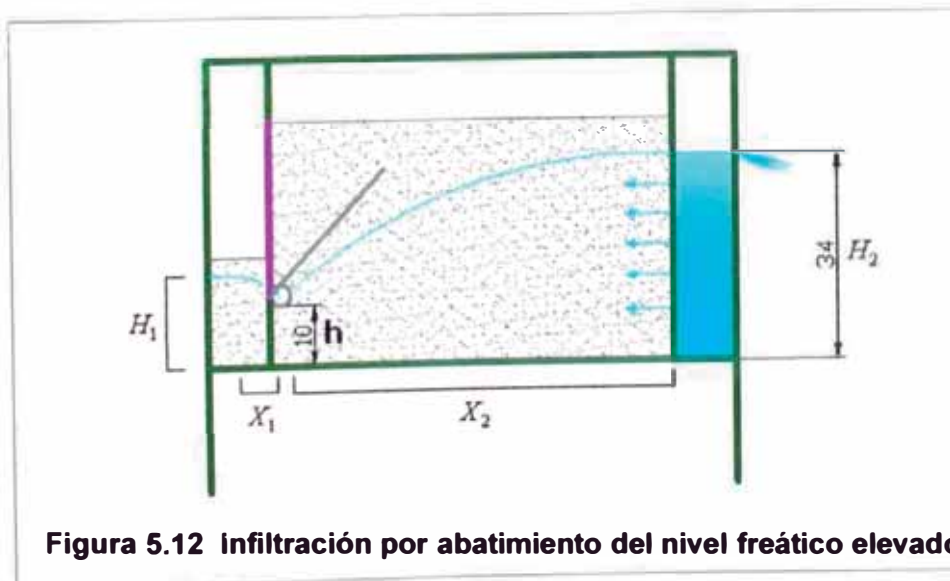
Teniendo en cuenta la información del subíndice 2.7.3.1, para el cálculo del caudal de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado; de acuerdo a la Ley de Darcy:

Entonces los valores para  $Q_1$  y  $Q_2$  serán respectivamente:

$$Q_1 = \frac{K}{X_1} \cdot \left( \frac{H_1^2 - h^2}{2} \right) \cdot L \qquad Q_2 = \frac{K}{X_2} \cdot \left( \frac{H_2^2 - h^2}{2} \right) \cdot L$$

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q = \frac{K}{2} \cdot L \cdot \left[ \left( \frac{H_1^2 - h^2}{X_1} \right) + \left( \frac{H_2^2 - h^2}{X_2} \right) \right] \qquad (5.1)$$



**Figura 5.12 Infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**

Siendo para el caso del modelo

$$X_1 = 3 \text{ cm.}$$

$$X_2 = 63 \text{ cm.}$$

$$H_2 = 34 \text{ cm.}$$

$$h = 10 \text{ cm.}$$

#### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	H <sub>1</sub>	Caudal cm <sup>3</sup> /seg
90	1.537	0.01127	12	6.818
60	1.544	0.01090	12	6.595
45	1.540	0.01108	12	6.703
30	1.551	0.01052	12	6.365

#### Suelo SP - SM

Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	H <sub>1</sub>	Caudal cm <sup>3</sup> /seg
90	1.646	0.00226	15	2.542
60	1.659	0.00203	15	2.283
45	1.651	0.00217	15	2.441
30	1.655	0.00210	15	2.362

#### Suelo SM

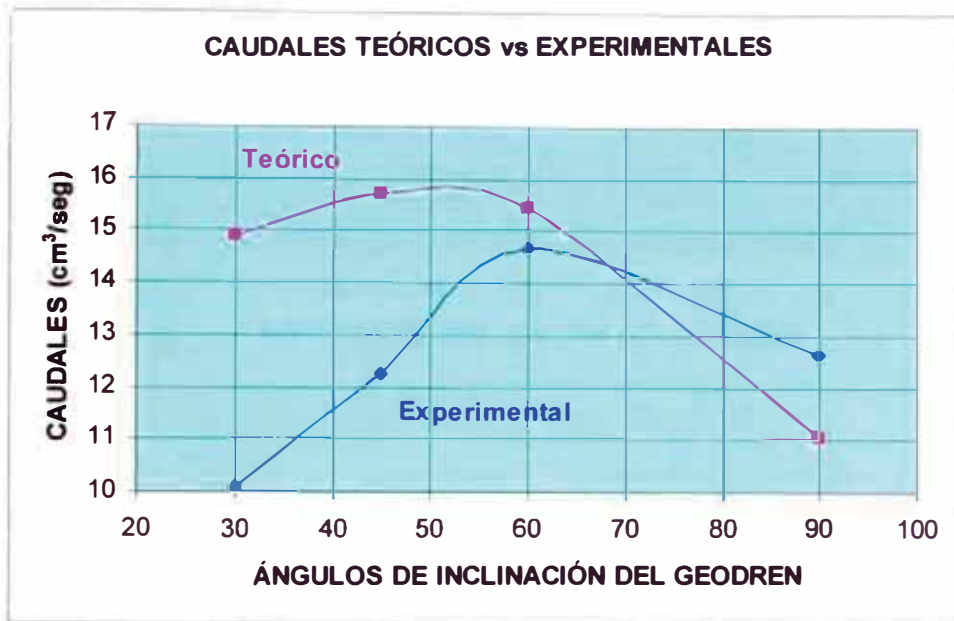
Angulo de inclinación del geodrén	Densidad seca gr/cm <sup>3</sup>	permeabilidad del suelo cm/seg	H <sub>1</sub>	Caudal cm <sup>3</sup> /seg
90	1.682	0.00029	18	0.510
60	1.671	0.00033	18	0.581
45	1.662	0.00036	18	0.634
30	1.676	0.00031	18	0.546



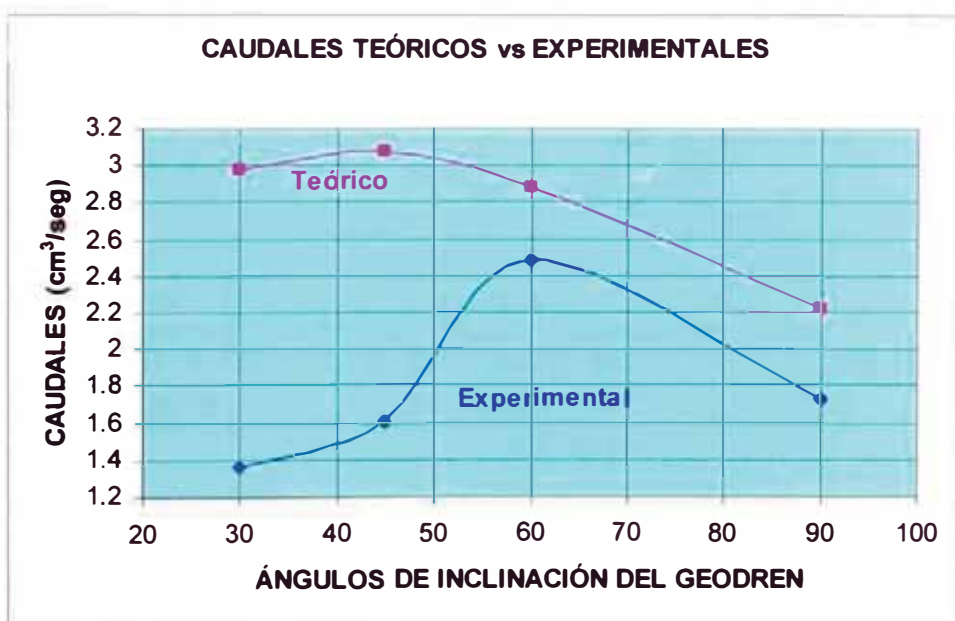
## 5.5 Superposición de curvas de datos teóricos con los experimentales

### 5.5.1 Caso de infiltración por precipitación

#### Suelo SP

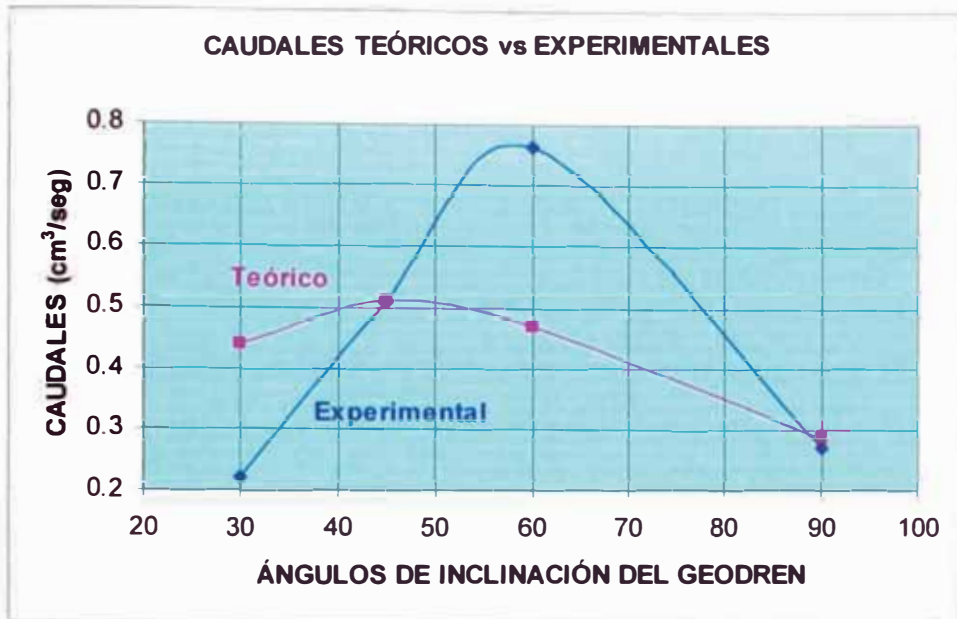


#### Suelo SP – SM



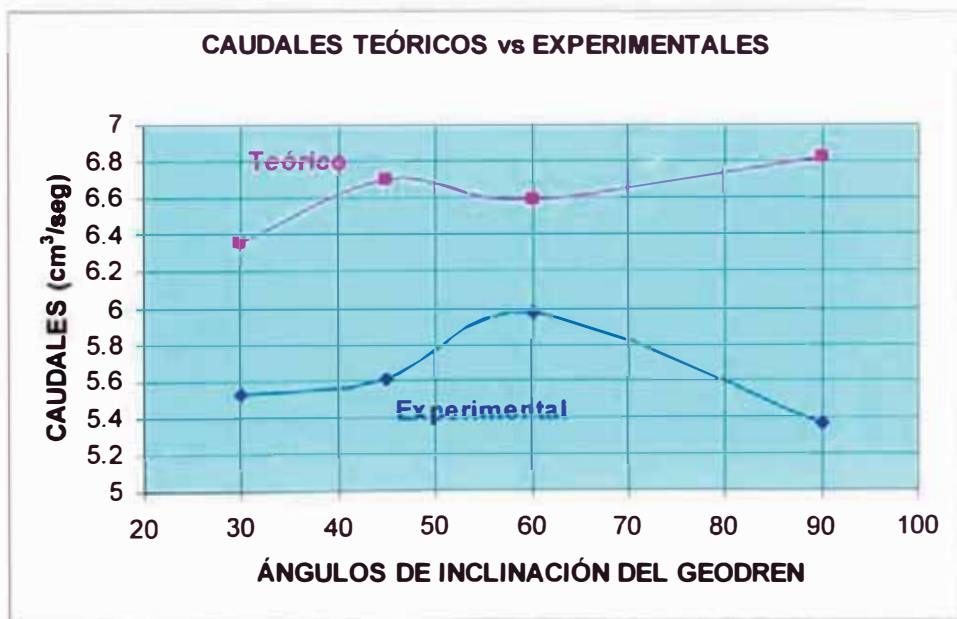


### Suelos SM

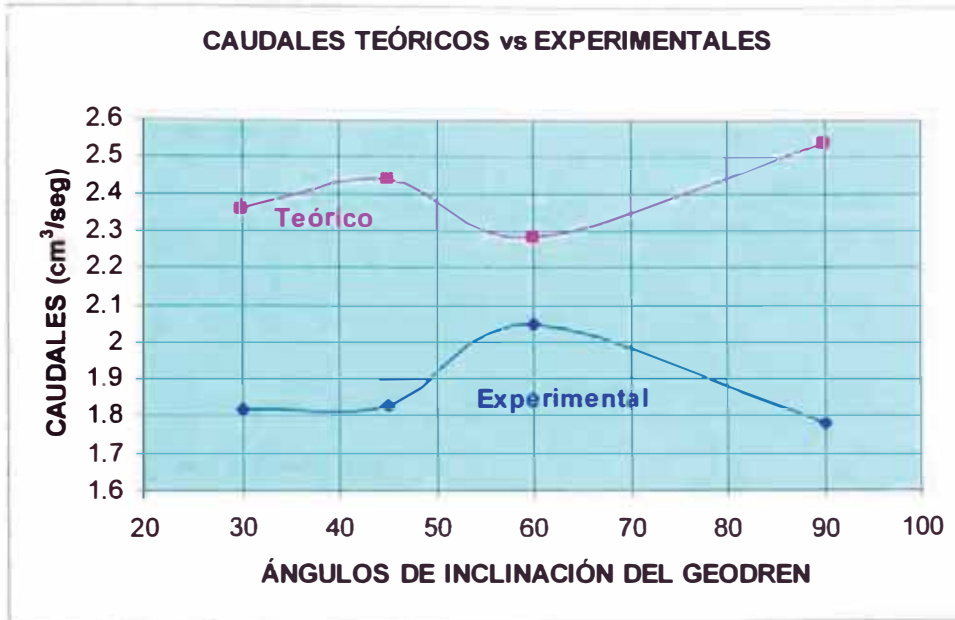


### 5.5.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado

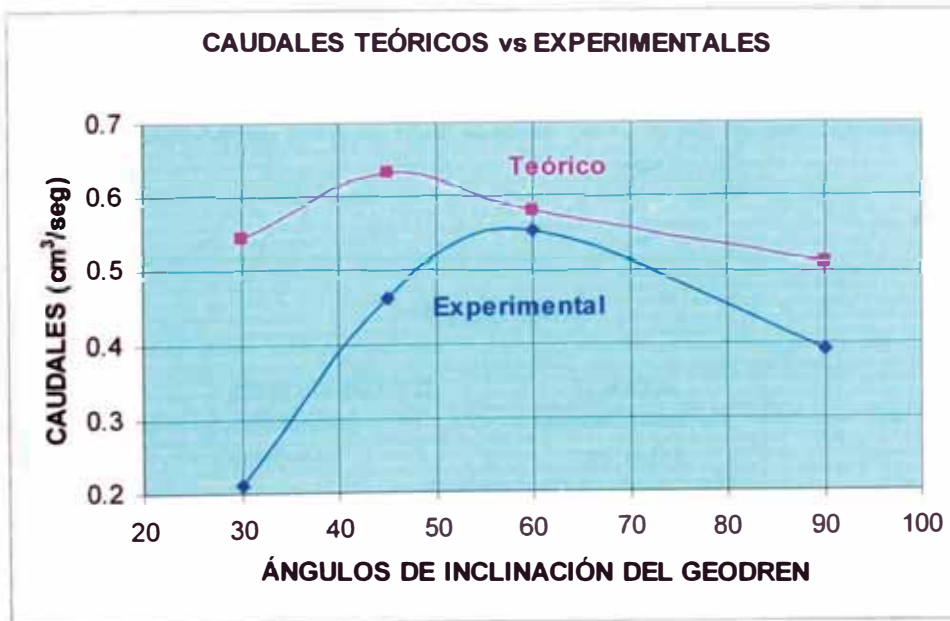
### Suelo SP



### Suelo SP – SM



### Suelo SM



## 5.6 Análisis del óptimo ángulo de evacuación de flujo

### 5.6.1 Caso de infiltración por precipitación

Para este caso, se determina el término de la Ecuación 2.45 que causa la optimización del caudal:

$$Q = K \cdot \frac{n_f}{n_d} \cdot H \cdot L$$

$$\frac{n_f}{n_d} = \frac{Q}{K \cdot H \cdot L}$$

Teniendo en cuenta además que:

Q es el valor conocido del caudal hallado experimentalmente.

K es el coeficiente de permeabilidad del suelo hallado experimentalmente.

H es la pérdida de carga total, que para el caso del ensayo es constante = 34 cm.

L es el ancho del modelo, también constante = 38.5 cm.

El término  $\frac{n_f}{n_d}$  determinaría la optimización del caudal, debido a que el valor de

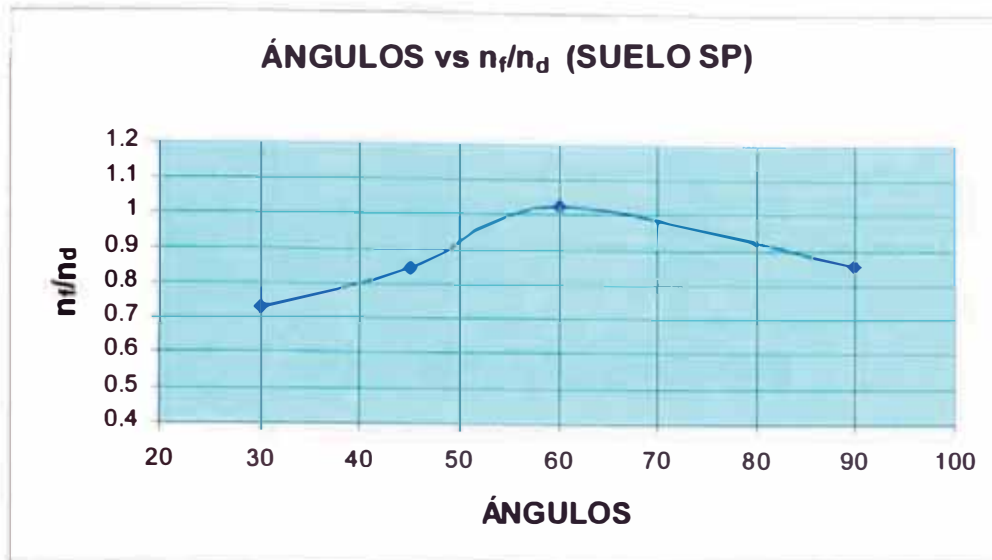
Q y K es conocido para el ensayo, manteniendo constante H y L.

Entonces a mayor valor de la relación  $\frac{n_f}{n_d}$ , me asegura la mayor evacuación

de flujo en la geotubería, para un mismo valor de K, H y L respectivamente.

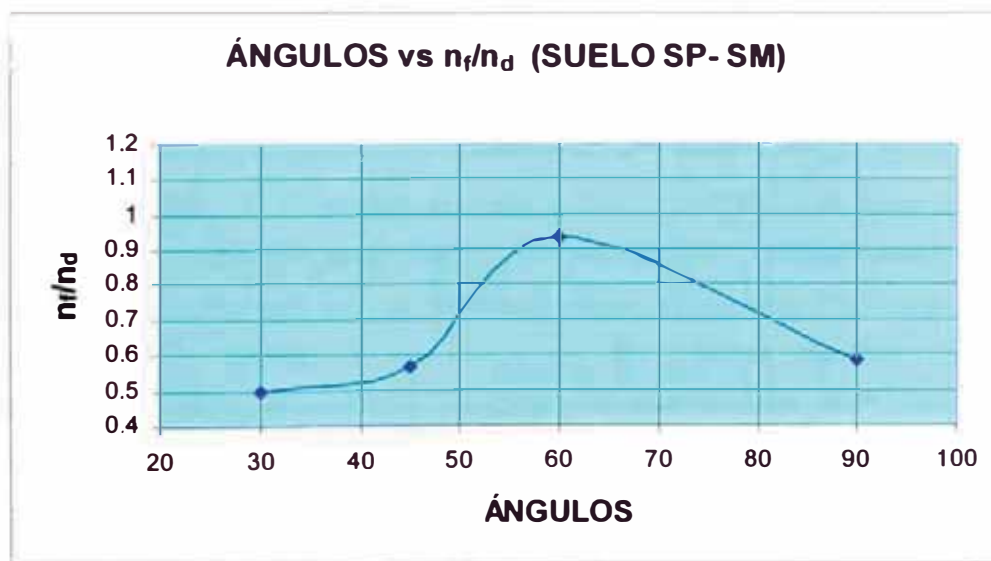
### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	$\frac{n_f}{n_d}$
90	0.01127	12.650	0.857
60	0.01090	14.672	1.028
45	0.01108	12.267	0.846
30	0.01052	10.067	0.731



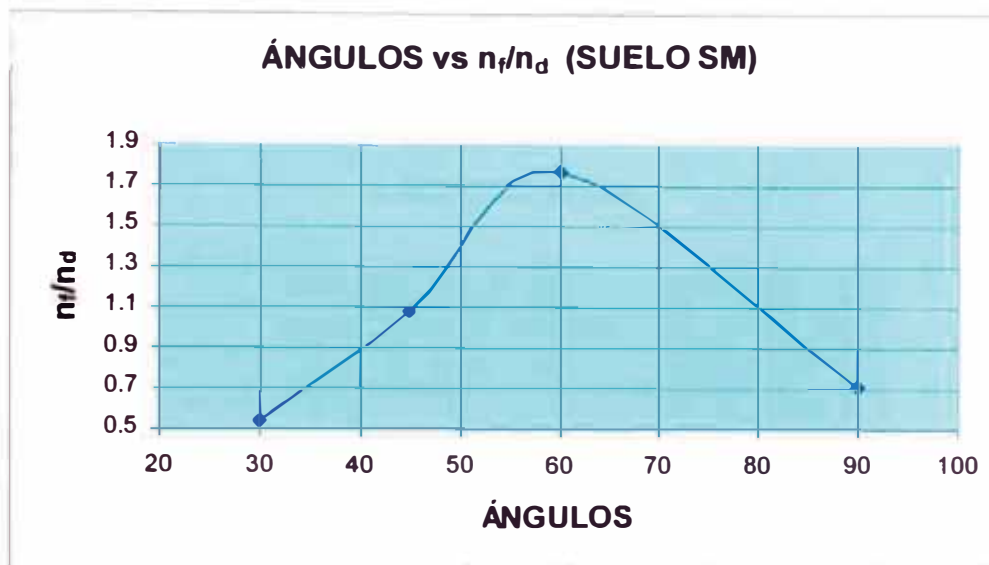
**Suelo SP – SM**

Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	$\frac{n_f}{n_d}$
90	0.00226	1.723	0.582
60	0.00203	2.488	0.936
45	0.00217	1.607	0.566
30	0.00210	1.366	0.497



**Suelo SM**

Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	$\frac{n_f}{n_d}$
90	0.00029	0.2681	0.706
60	0.00033	0.764	1.769
45	0.00036	0.509	1.080
30	0.00031	0.221	0.545



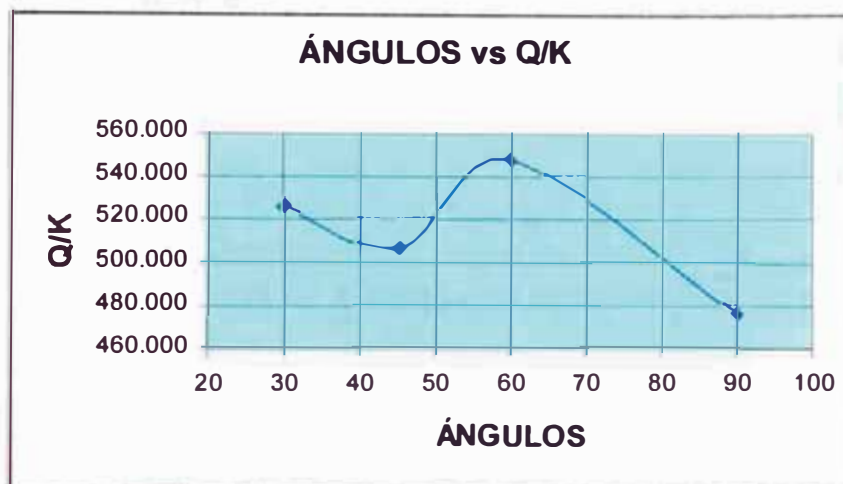
Entonces de los tres suelos ensayados, que se plasman en las tres gráficas anteriores, se observa que el ángulo que me asegura una mayor relación  $\frac{n_f}{n_d}$  es 60° en comparación con los otros ángulos.

**5.6.2 Caso de la infiltración por abatimiento del nivel freático elevado**

Para este análisis, se tiene que considerar que el término que hace variar el valor del caudal experimental es solo la permeabilidad "K", debido a que los otros términos son constantes; esto se puede observar en el subíndice 5.4.2 y en el subíndice 5.5.2, donde la diferencia de los valores de los caudales experimentales no es significativo para los diferentes ángulos de inclinación del geodrén; entonces, la variación de la relación entre el caudal experimental y la permeabilidad Q/K para los diferentes ángulos, radica generalmente en la eficiencia del sistema de drenaje (transmisividad y permitividad ).

**Suelo SP**

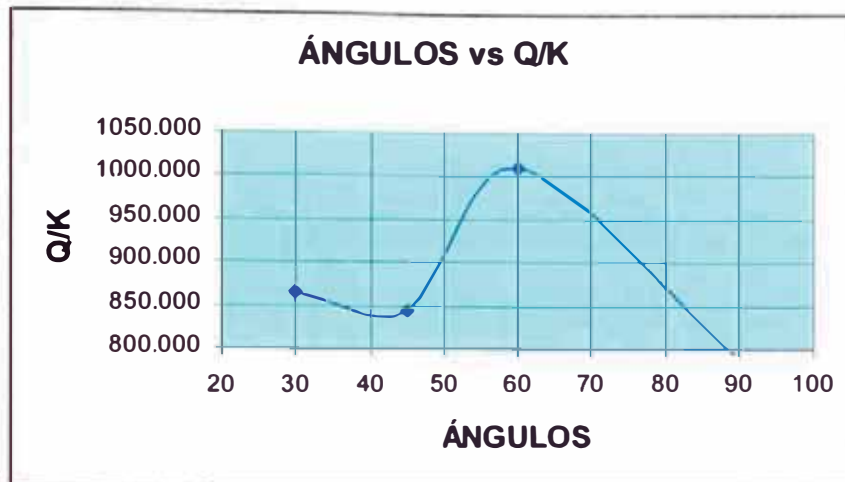
Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	Q/K
90	0.01127	5.361	475.688
60	0.01090	5.969	547.615
45	0.01108	5.607	506.047
30	0.01052	5.530	525.665



**Suelo SP – SM**

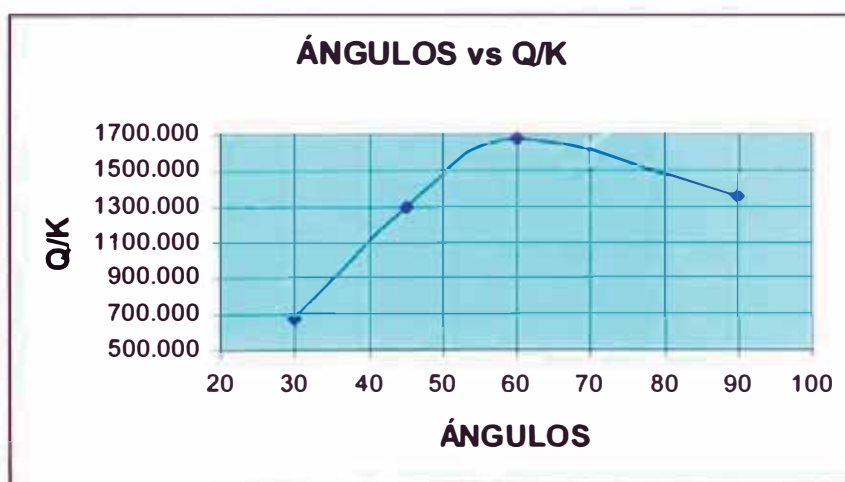
Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	Q/K
90	0.00226	1.780	787.611
60	0.00203	2.050	1009.852
45	0.00217	1.832	844.240
30	0.00210	1.816	864.762





**Suelo SM**

Angulo de inclinación del geodrén	permeabilidad del suelo cm/seg	Caudal experimental cm <sup>3</sup> /seg	Q/K
90	0.00029	0.392	1351.724
60	0.00033	0.554	1678.788
45	0.00036	0.465	1291.667
30	0.00031	0.211	680.645





### 5.7 Ajuste del término $n_f/n_d$ en el caso de infiltración por precipitación

Como se describió en el subíndice 5.6.1, el término  $\frac{n_f}{n_d}$  determina la óptima

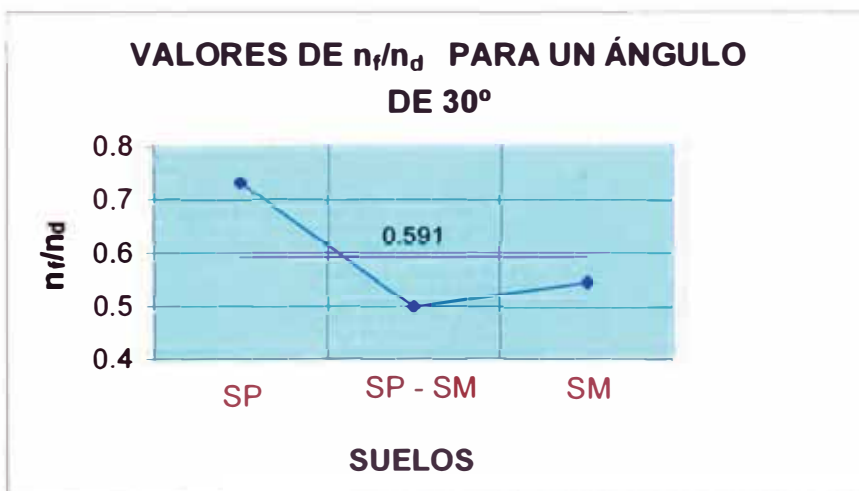
evacuación del flujo a través de la geotubería, cuyos datos de  $\frac{n_f}{n_d}$  se muestra en la siguiente tabla 5.1:

**Tabla 5.1 Valores de  $n_f/n_d$  para el caso de infiltraciones por precipitación**

Valores de $\frac{n_f}{n_d}$			
Ángulo	SP	SP - SM	SM
90	0.857	0.582	0.706
60	1.028	0.936	1.769
45	0.846	0.566	1.080
30	0.731	0.497	0.545

Entonces el valor de  $\frac{n_f}{n_d}$  debería ser igual para un ángulo de inclinación determinado, según esto se ajustará este valor.





**Cuadro de resumen (Tabla 5.2)**

**Tabla 5.2 Valores promedios de  $n_f/n_d$  para el caso de Infiltración por Precipitación**

<b>ÁNGULO</b>	<b>VALOR PROMEDIO DE <math>\frac{n_f}{n_d}</math></b>
90	0.715
60	1.244
45	0.831
30	0.591

### 5.8 Influencia de la inclinación del geodrén en el empuje total sobre el muro de contención, para el caso de infiltración por precipitación

Para el análisis de la influencia de la inclinación del geodrén en el cálculo del empuje total, se considera los fundamentos teóricos del subíndice 2.7.4; en el cual se toma cuñas de diferentes planos de deslizamientos, para así determinar el empuje máximo a un determinado ángulo de deslizamiento (Figura 5.13).

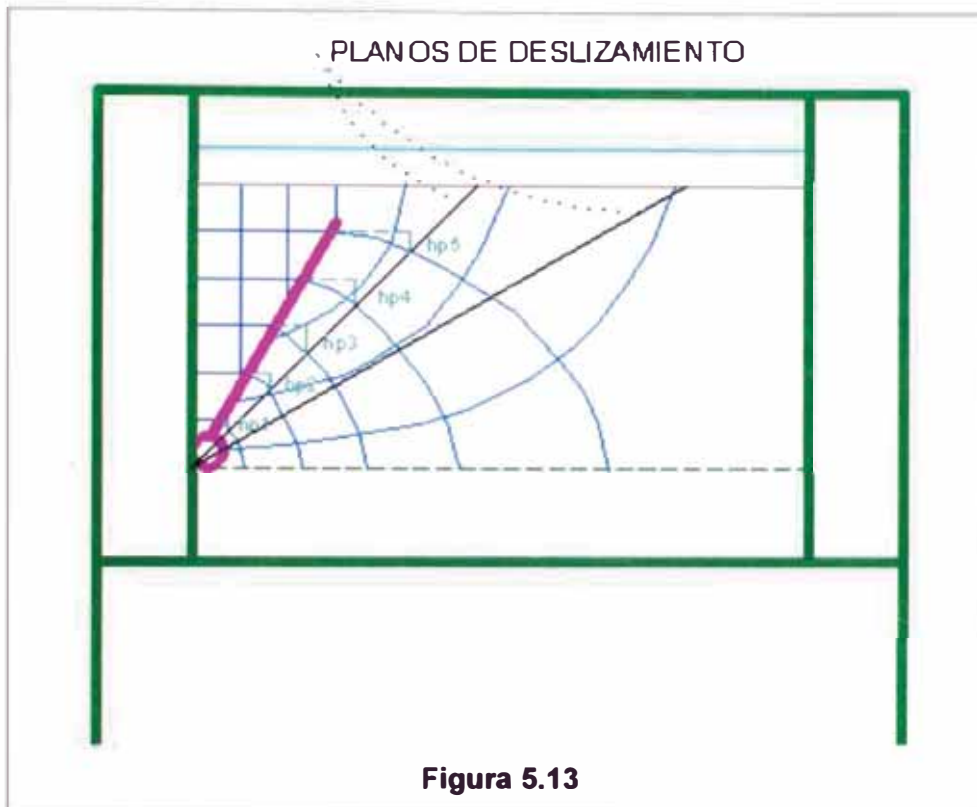


Figura 5.13

Teniendo en cuenta la siguiente información y la Ecuación 2.43 tenemos:

$\gamma_w$  : Peso específico del agua =  $1 \text{ gr/cm}^3$ .

$\gamma_t$  : Peso específico del suelo saturado =  $2.11 \text{ gr/cm}^3$ .

$\bar{\delta}_w$  : Ángulo de fricción del muro efectivo, para nuestro caso es igual a  $0^\circ$ .

$\bar{\phi}$  : Ángulo de fricción de esfuerzos efectivos =  $30^\circ$ .

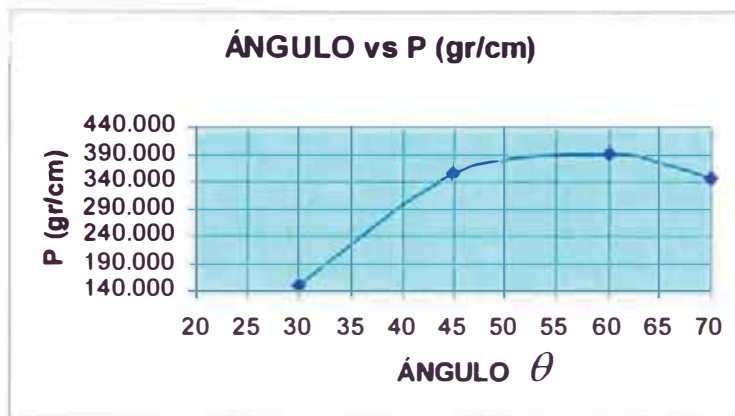
$\theta$  : Ángulo del plano de deslizamiento con la horizontal.

P : Empuje total sobre el muro por unidad de longitud del muro.

$$P = \frac{(W - U \cdot \cos \theta) \cdot \tan(\theta - \bar{\phi}) + U \cdot \sin \theta}{\sin \bar{\delta}_w \cdot \tan(\theta - \bar{\phi}) + \cos \bar{\delta}_w}$$

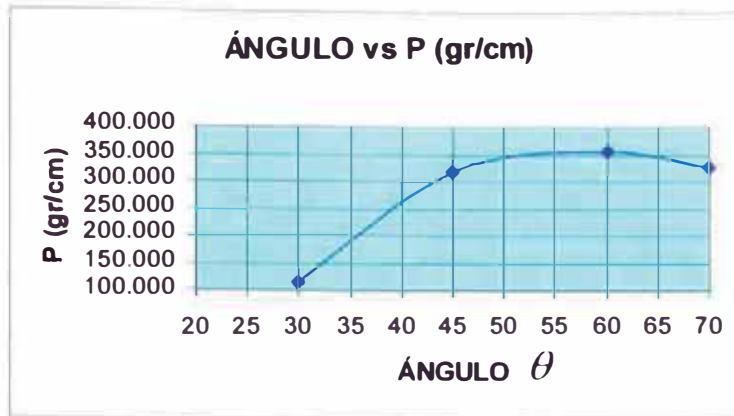
Para un geodrén a un ángulo de 90°

$\theta =$	70	60	45	30
hp1 =	1.346	1.870	2.632	3.477
hp2 =	1.691	2.642	4.167	5.869
hp3 =	1.953	3.102	5.192	7.683
hp4 =	1.235	2.575	5.166	8.764
hp5 =	0.850	1.869	4.414	9.048
L (cm) =	31.925	34.641	42.426	60.000
U (gr/cm) =	32.268	59.675	130.735	298.634
w (gr/cm) =	389.266	617.476	1069.500	1852.428
P (gr/cm) =	<b>347.694</b>	<b>390.953</b>	<b>354.245</b>	<b>149.317</b>



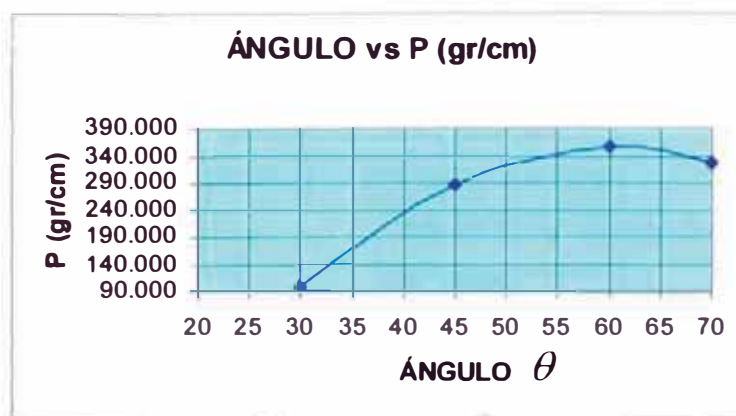
Para un geodrén a un ángulo de 60°

$\theta =$	70	60	45	30
hp1 =	0.000	0.000	1.099	2.092
hp2 =	0.000	0.000	1.857	4.443
hp3 =	0.000	0.000	3.051	6.303
hp4 =	0.000	0.000	2.708	7.304
hp5 =	0.000	0.000	1.228	6.885
L (cm) =	31.925	34.641	42.426	60.000
U (gr/cm) =	0.000	0.000	60.259	231.654
w (gr/cm) =	389.266	617.476	1069.500	1852.428
P (gr/cm) =	<b>326.633</b>	<b>356.500</b>	<b>317.764</b>	<b>115.827</b>



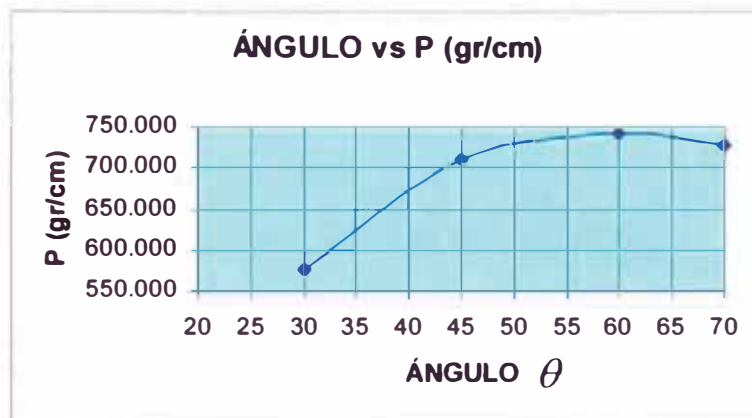
Para un geodrén a un ángulo de 45°

$\theta =$	70	60	45	30
hp1 =	0.000	0.000	0.000	1.574
hp2 =	0.000	0.000	0.000	3.357
hp3 =	0.000	0.000	0.000	5.098
hp4 =	0.000	0.000	0.000	6.067
hp5 =	0.000	0.000	0.000	6.820
L (cm) =	31.925	34.641	42.426	60.000
U (gr/cm) =	0.000	0.000	0.000	196.418
w (gr/cm) =	389.266	617.476	1069.500	1852.428
P (gr/cm) =	<b>326.633</b>	<b>356.500</b>	<b>286.572</b>	<b>98.209</b>



En el caso que no se utilice un sistema de drenaje, se tendrá un relleno sumergido (ver el subíndice 2.6.2) con la siguiente información:

$\theta =$	70	60	45	30
<b>L (cm) =</b>	31.925	34.641	42.426	60.000
<b>U (gr/cm) =</b>	615.095	667.417	817.415	1156.000
<b>w (gr/cm) =</b>	389.266	617.476	1069.500	1852.428
<b>P (gr/cm) =</b>	<b>728.108</b>	<b>741.833</b>	<b>709.697</b>	<b>578.000</b>



Para el modelo, considerando un sistema donde no existe drenaje el empuje total máximo por unidad de longitud es 741.833 gr/cm.

Del análisis realizado se llega a la siguiente Tabla 5.3 de resumen:

**Tabla 5.3 Empujes totales por unidad de longitud para cada ángulo de inclinación del geodrén**

Ángulo de inclinación del geodrén	P(gr/cm) empuje total máximo por unidad de longitud
90	390.953
60	356.500
45	356.500



Se puede apreciar de los resultados obtenidos, que para el caso de no contar con un sistema de subdrenaje el empuje total máximo es mucho mayor; si aplicamos un sistema de subdrenaje podemos analizar tres ángulos de inclinación del geodrén.

Se observa que para el ángulo de  $90^\circ$  se obtiene el mayor valor de empuje por unidad de longitud, y para los dos siguientes ángulo de  $60^\circ$  y  $45^\circ$  será igual el empuje total por unidad de longitud. Entonces es preferible colocar un sistema de subdrenaje y a la vez el geodrén debe estar inclinado, de esta manera podemos eliminar las presiones intersticiales adicionales.

## 6. ELABORACIÓN DEL SOFTWARE PARA EL DISEÑO

### 6.1 Diagrama de flujo del programa

Son las representaciones gráficas de los diferentes pasos de un proceso, que se realiza para entender mejor al mismo. Los diagramas de flujo, representan la forma más tradicional y duradera para especificar los detalles algorítmicos de un proceso. Se utiliza principalmente en programación, estos diagramas utilizan una serie de símbolos con significados especiales.

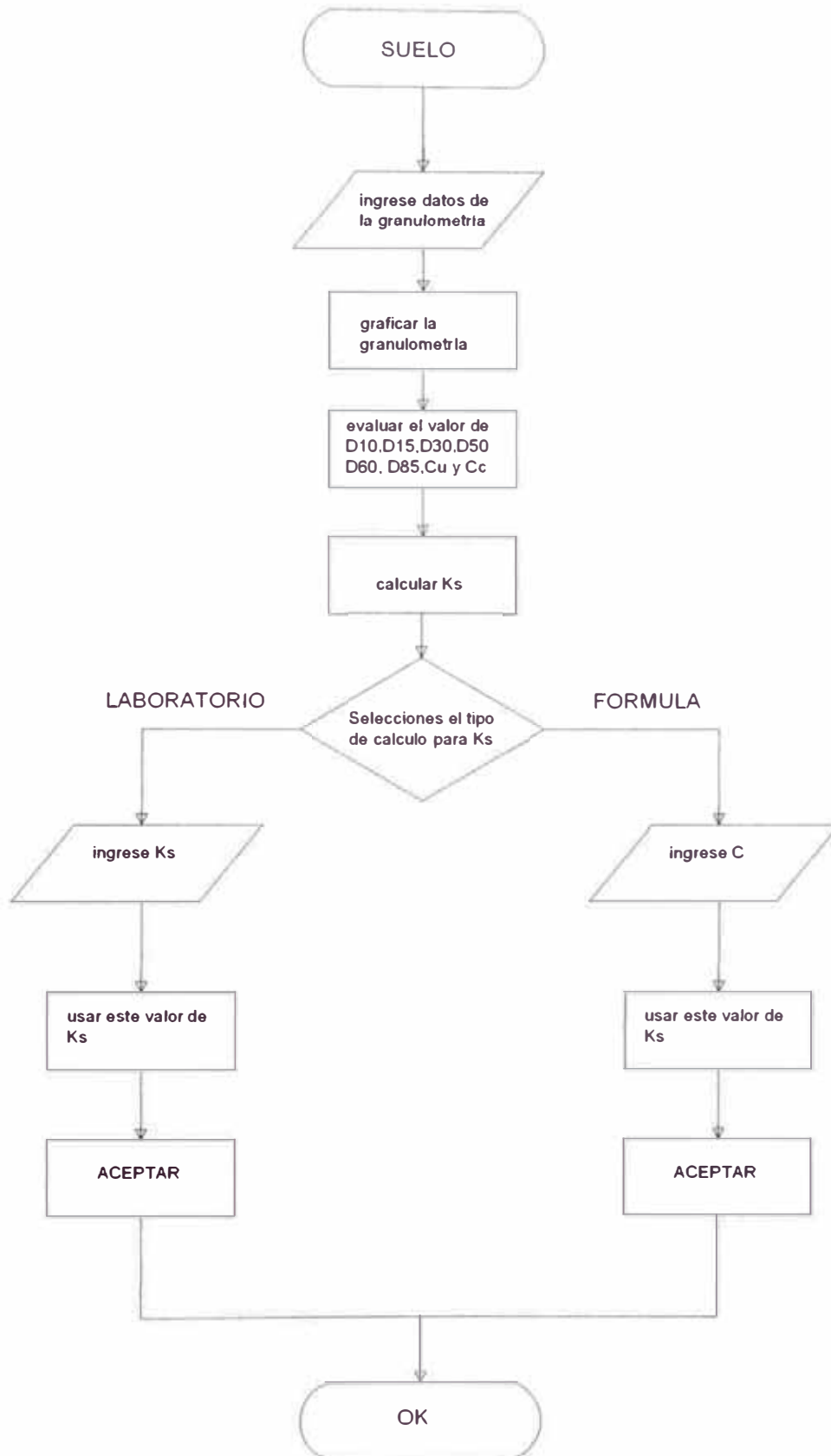
Son modelos tecnológicos utilizados para comprender los rudimentos de la programación lineal.

A continuación se representarán el flujo de datos de cada una de las pestañas y ventanas que se presenta en el programa.

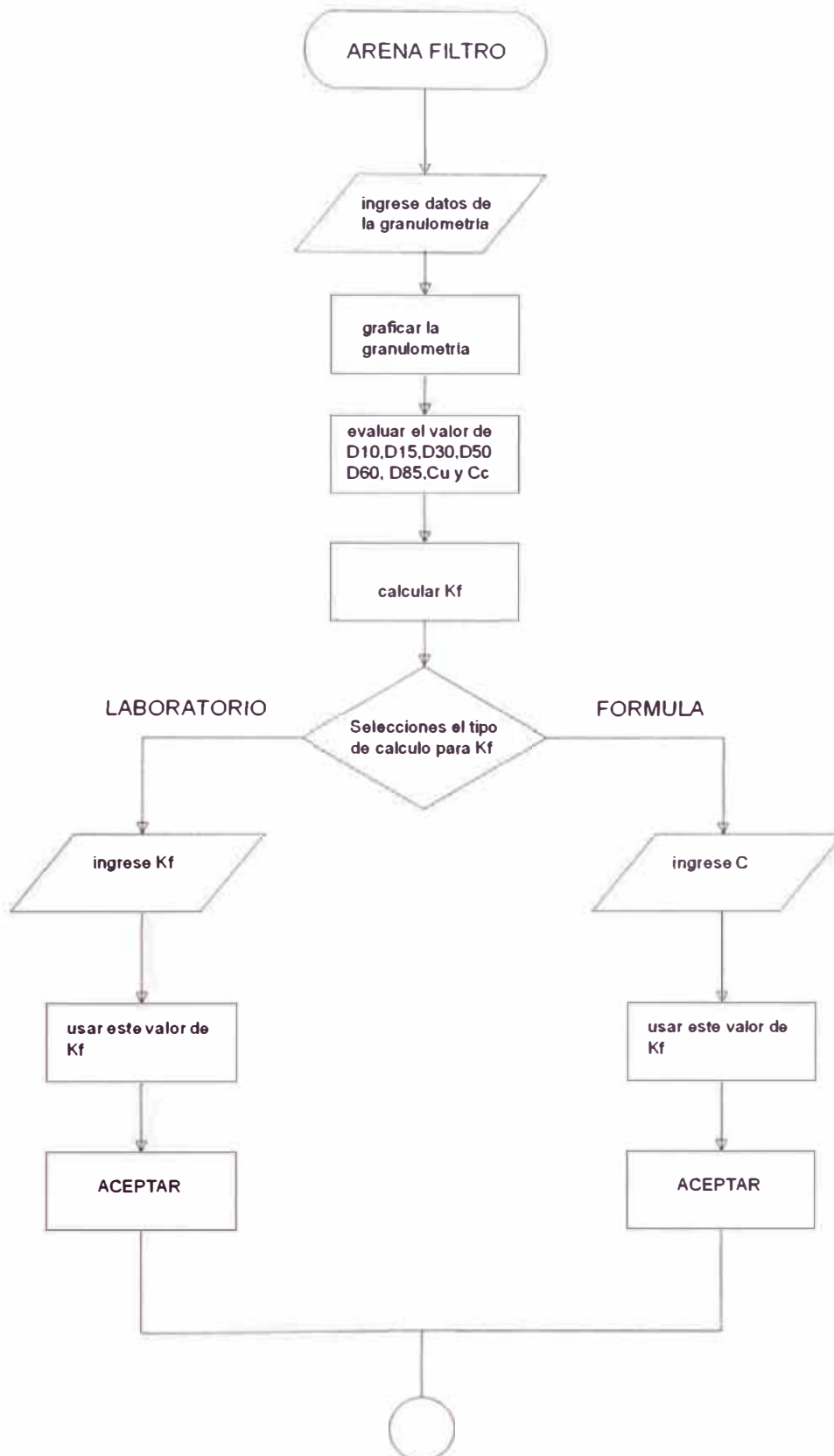
### CARACTERÍSTICAS



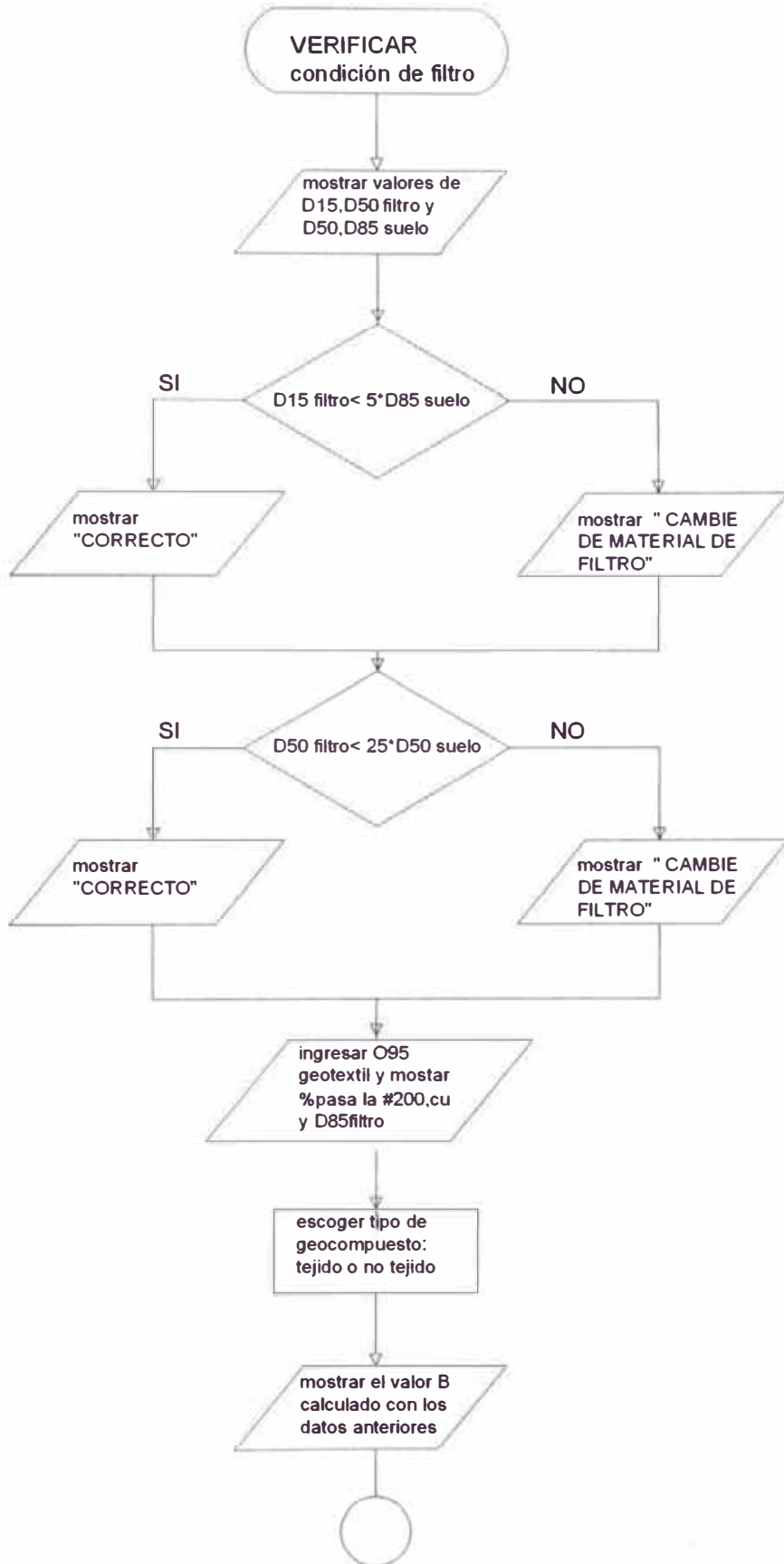
## SUELO

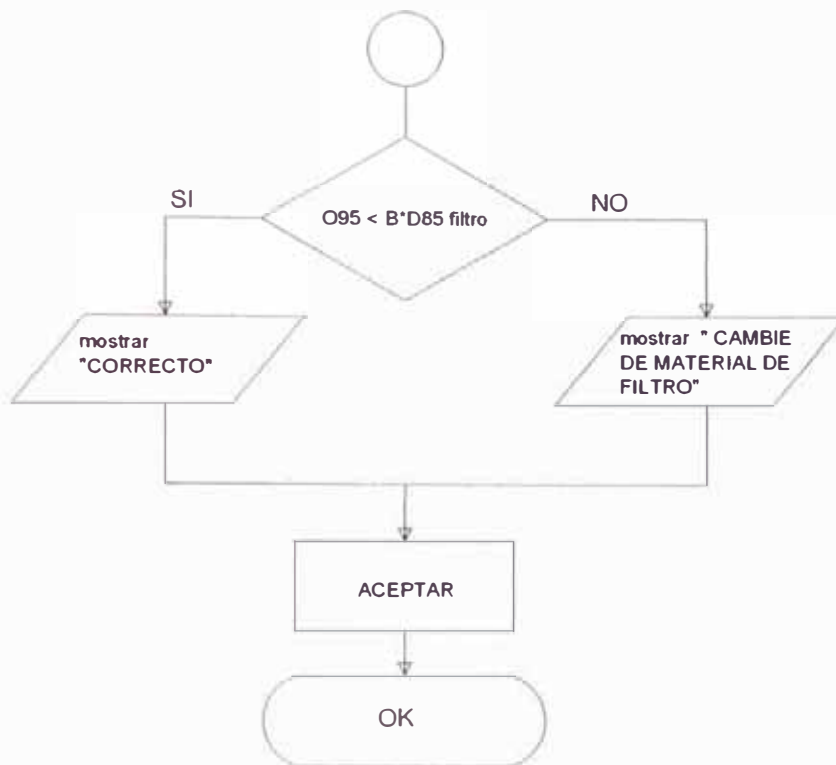


## ARENA FILTRO



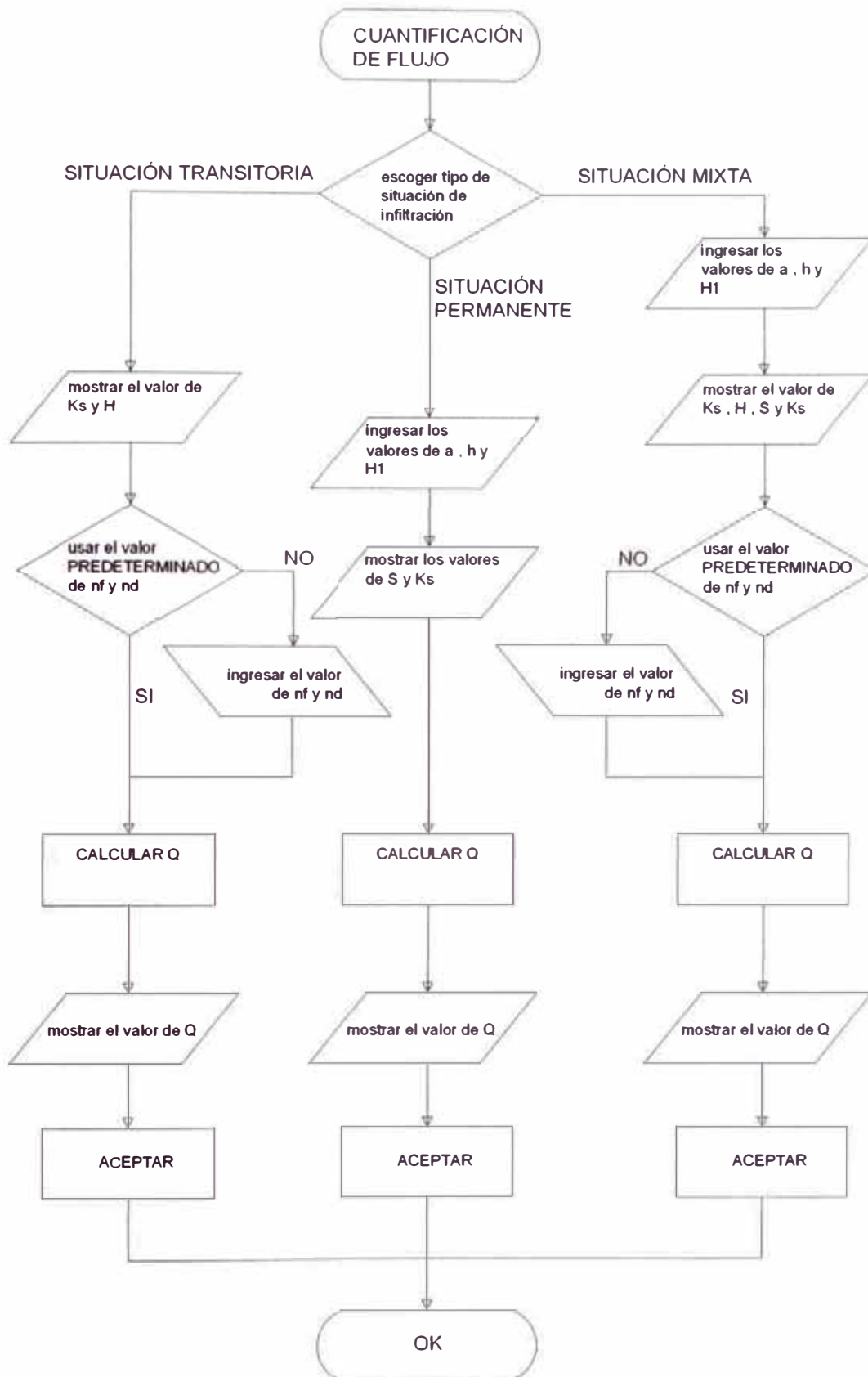






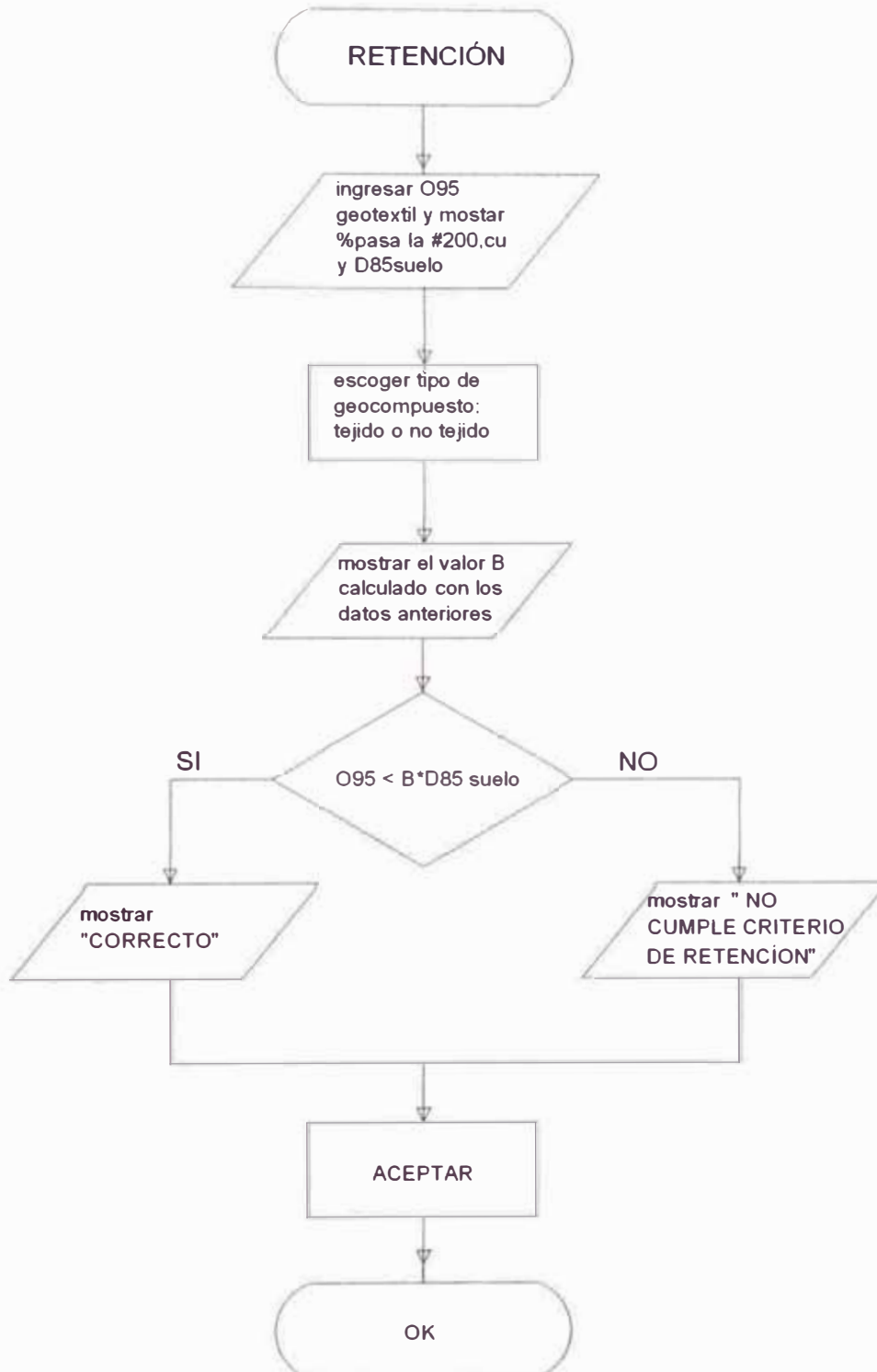


## CUANTIFICACIÓN DE FLUJO

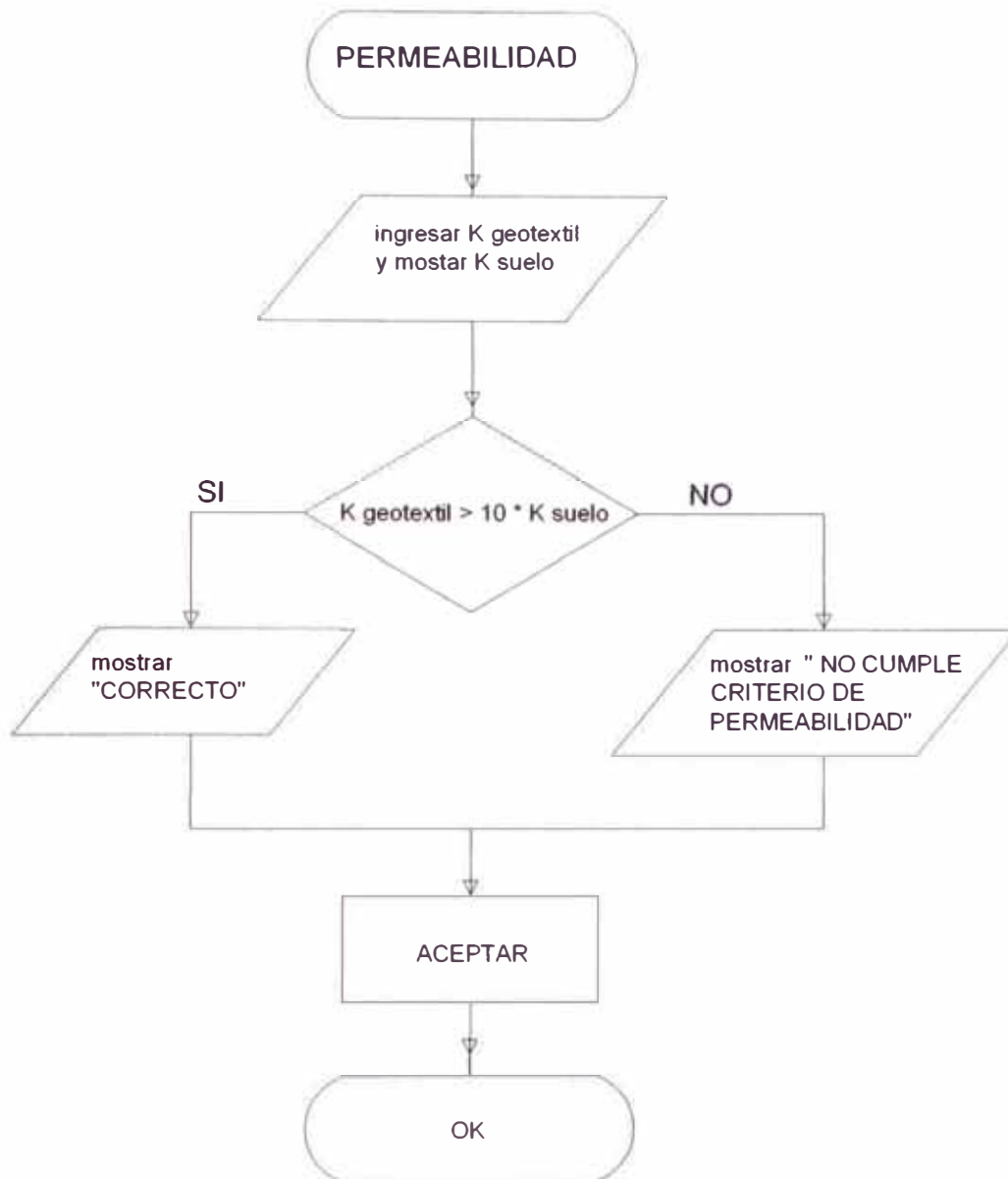


## GEOTEXTIL

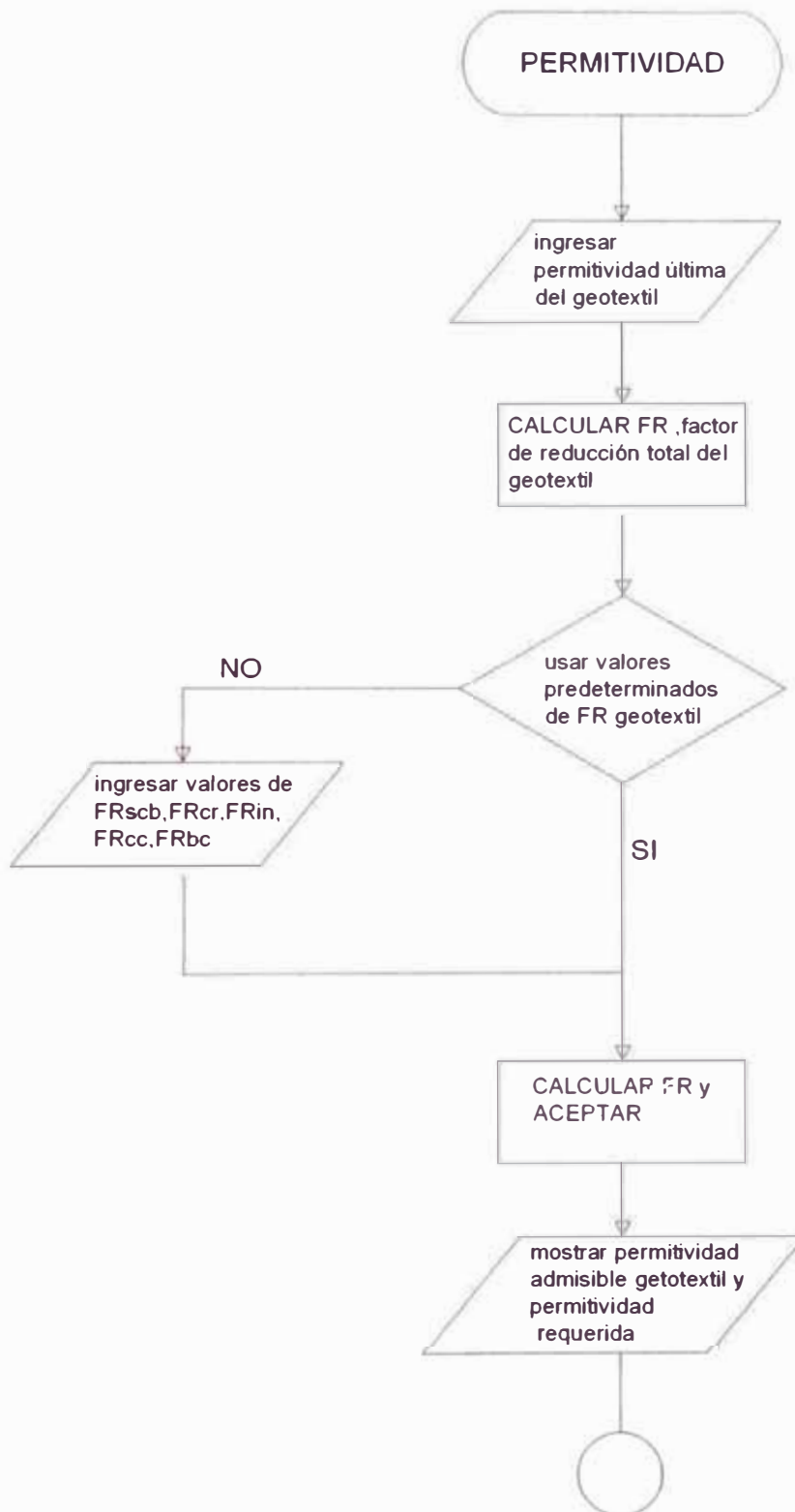
### 1. Retención

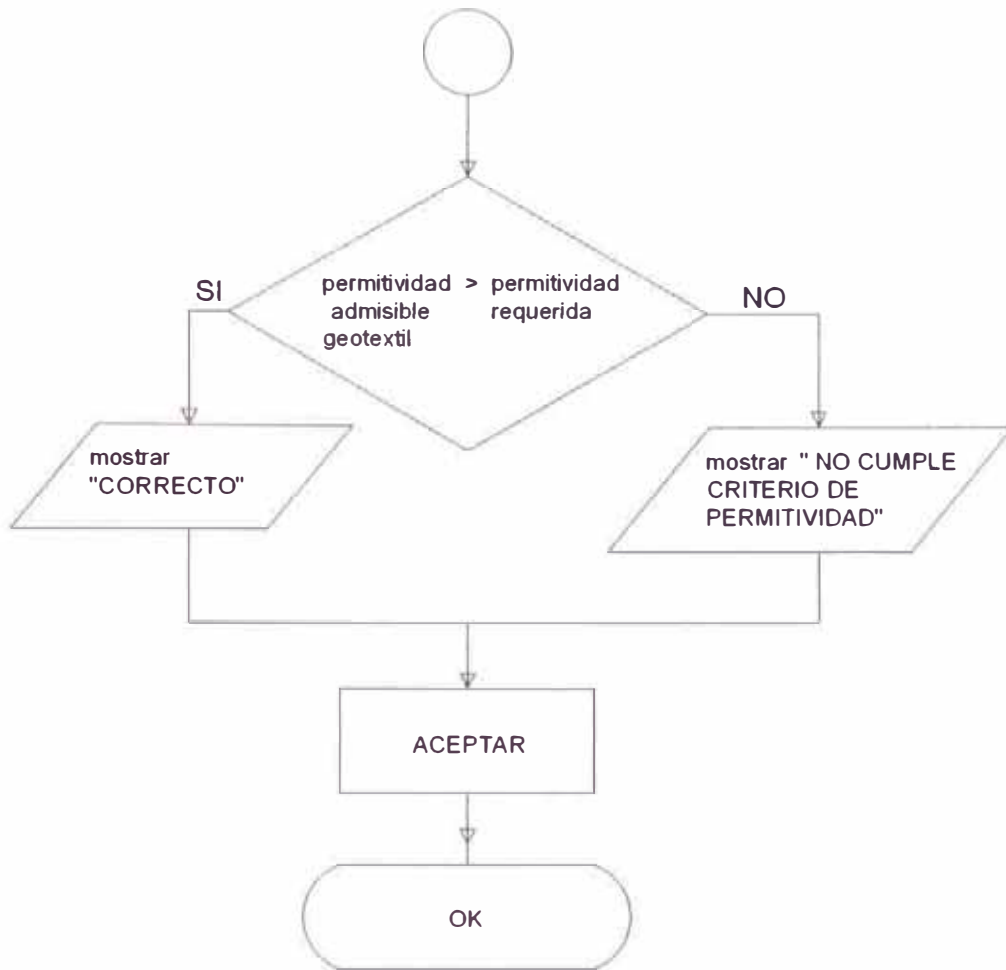


## 2. Permeabilidad



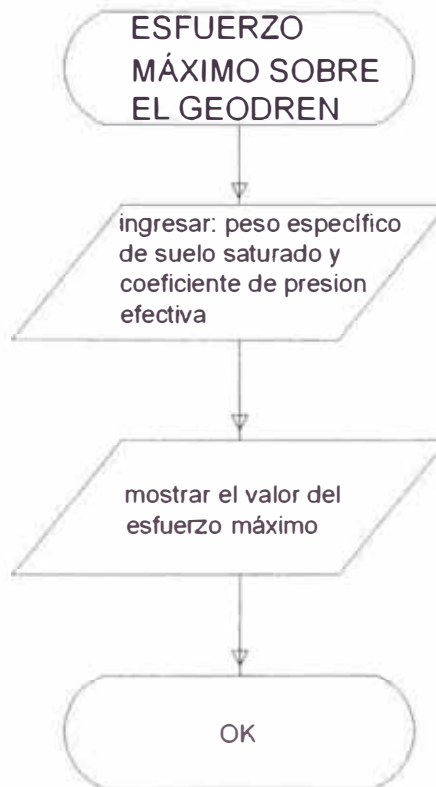
### 3. Permitividad



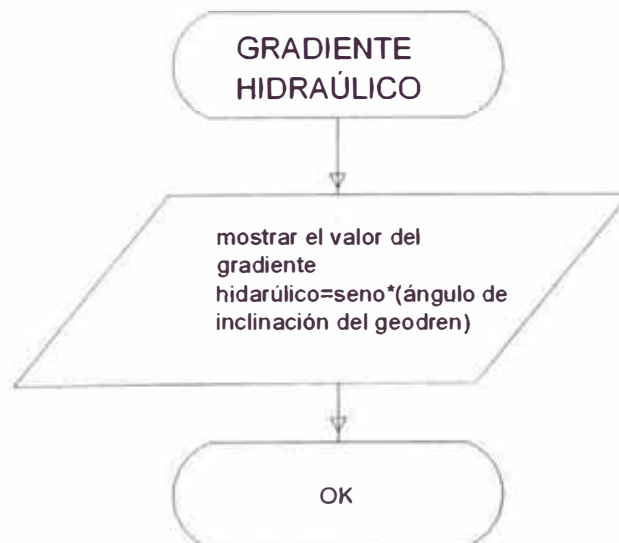


## GEONET

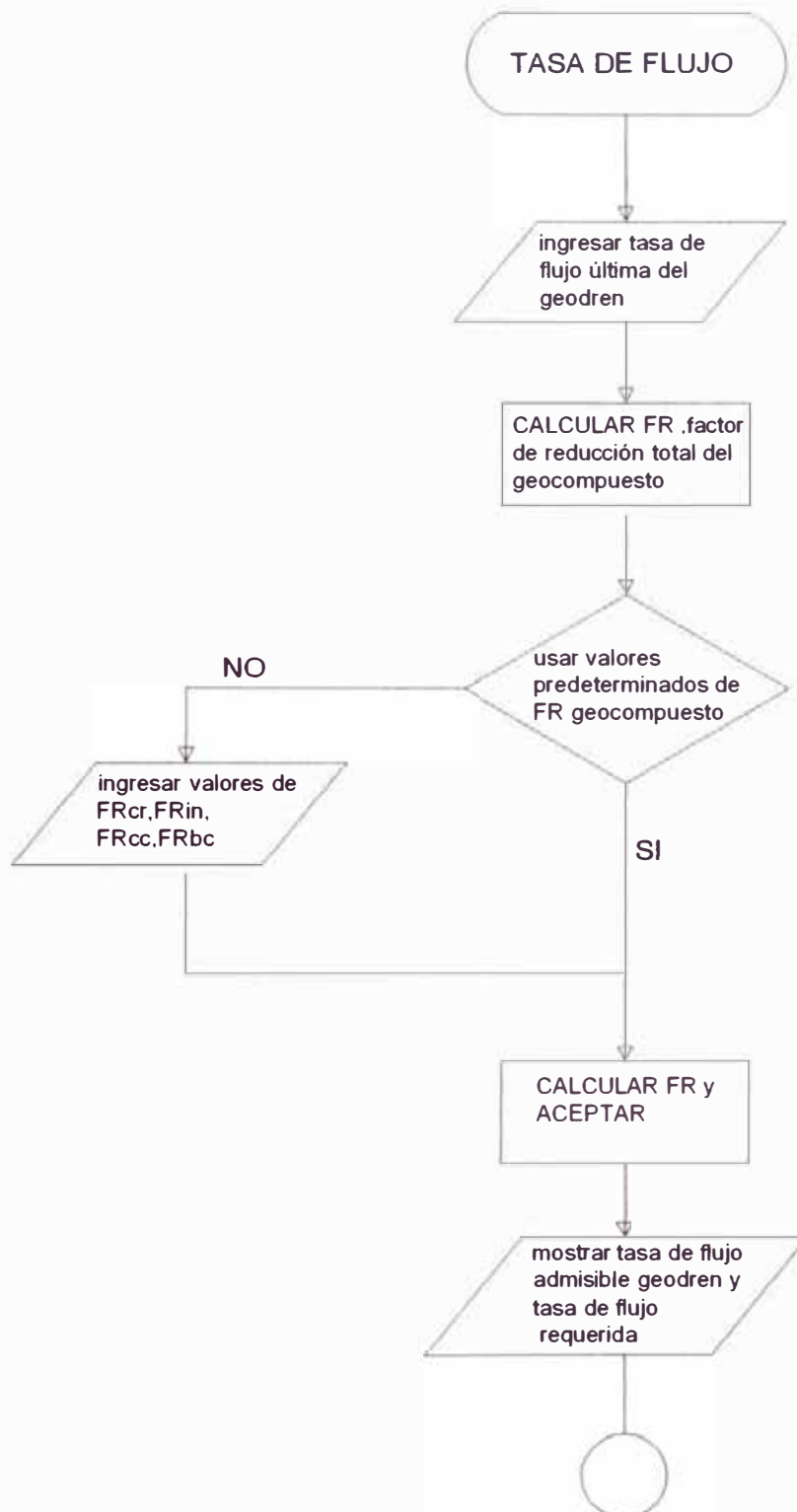
### 1. Esfuerzo máximo sobre el geodren



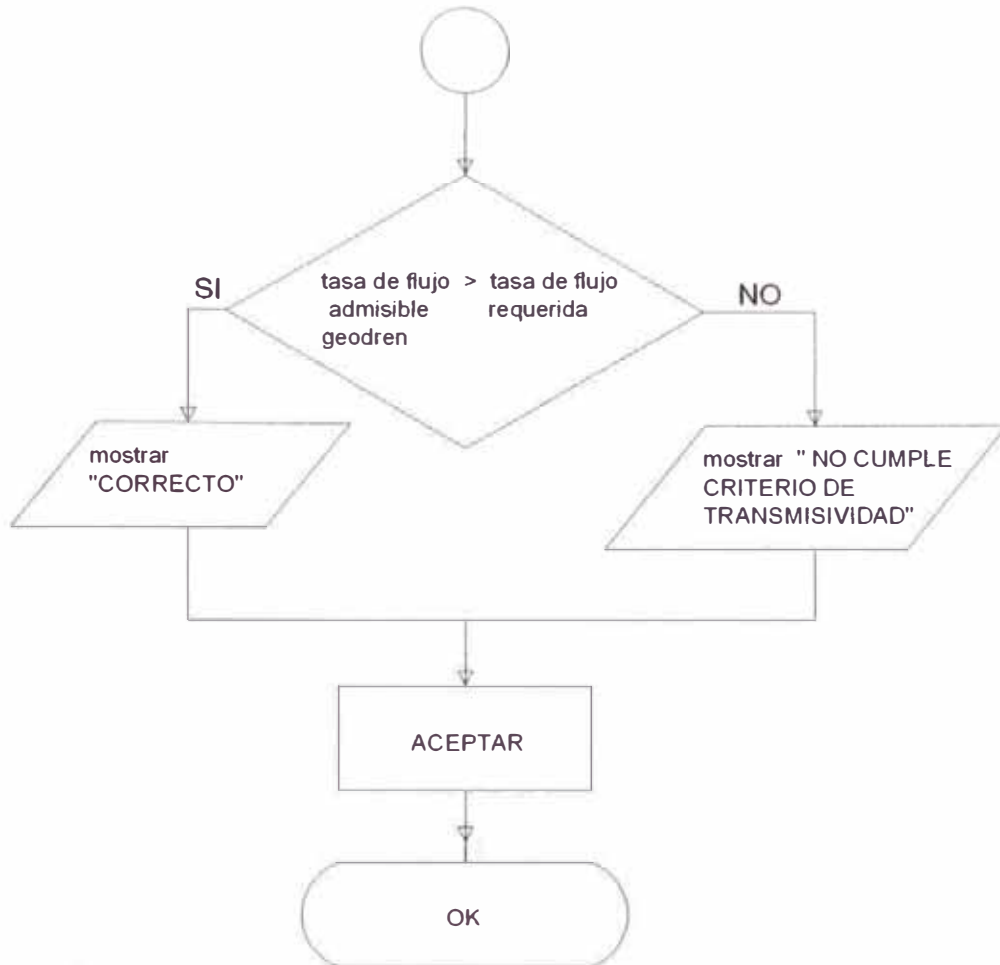
### 2. Gradiente hidráulico



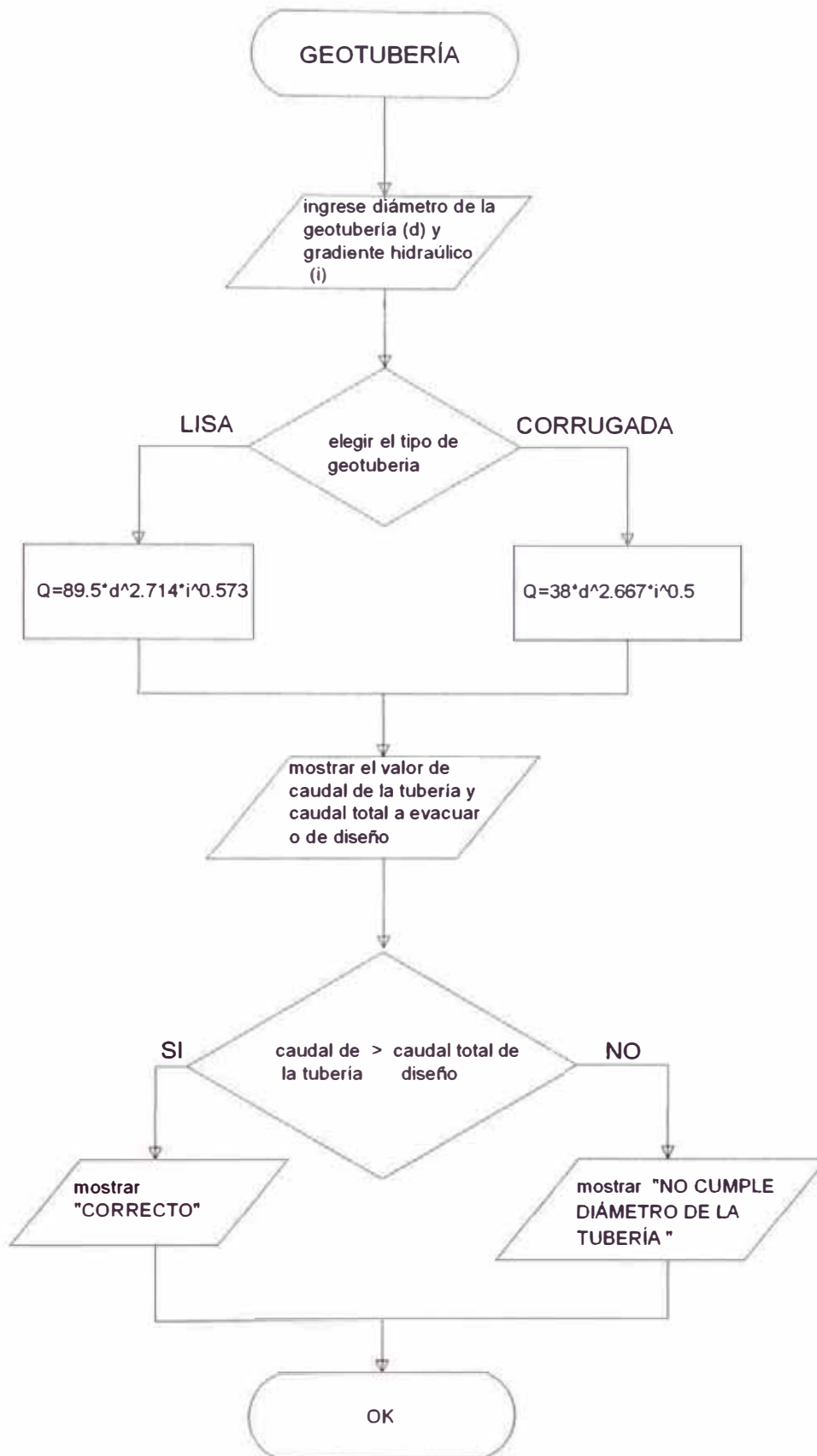
## 2. Tasa de flujo







## GEOTUBERÍA



## 6.2 Programa GAVER.1

El programa expuesto fue diseñado en Visual Basic 6.0, el cual realiza el cálculo y la verificación del sistema de subdrenaje a utilizar.

El programa presenta 7 pestañas que corresponden a una secuencia de cálculos:

- Características
- Suelo
- Arena filtro
- Cuantificación del flujo
- Geotextil
- Geonet
- Geotubería

### 6.2.1 Características

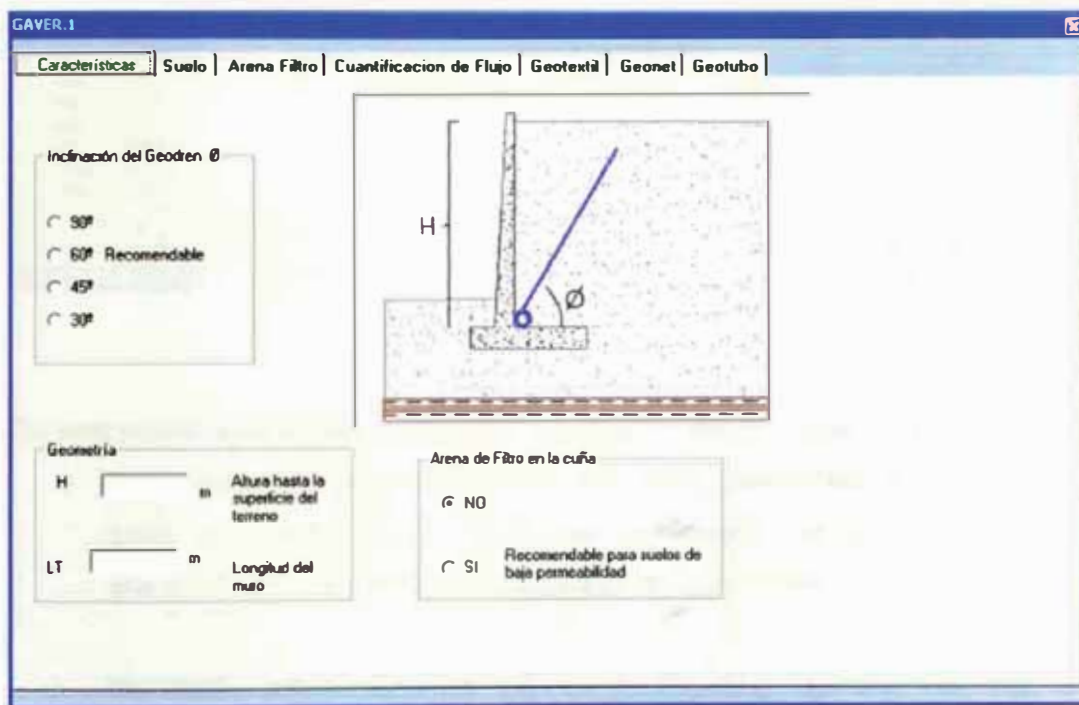


Figura 6.1 Cálculo de las Características

En esta pestaña se introducirán los siguientes valores:

- El ángulo de inclinación del geodren en grados
- H (m): altura desde la parte superior del talo de la zapata hasta la superficie del terreno, que podría ser igual a la altura del trasdós del muro de contención.

- LT (m) : longitud del muro de contención
- Y también se debe selección si la cuña superior al geodren usará material de filtro o no; en el caso que no lleve material de filtro, la pestaña de Arena Filtro no mostrara ninguna acción a ejecutar.

## 6.2.2 Suelo

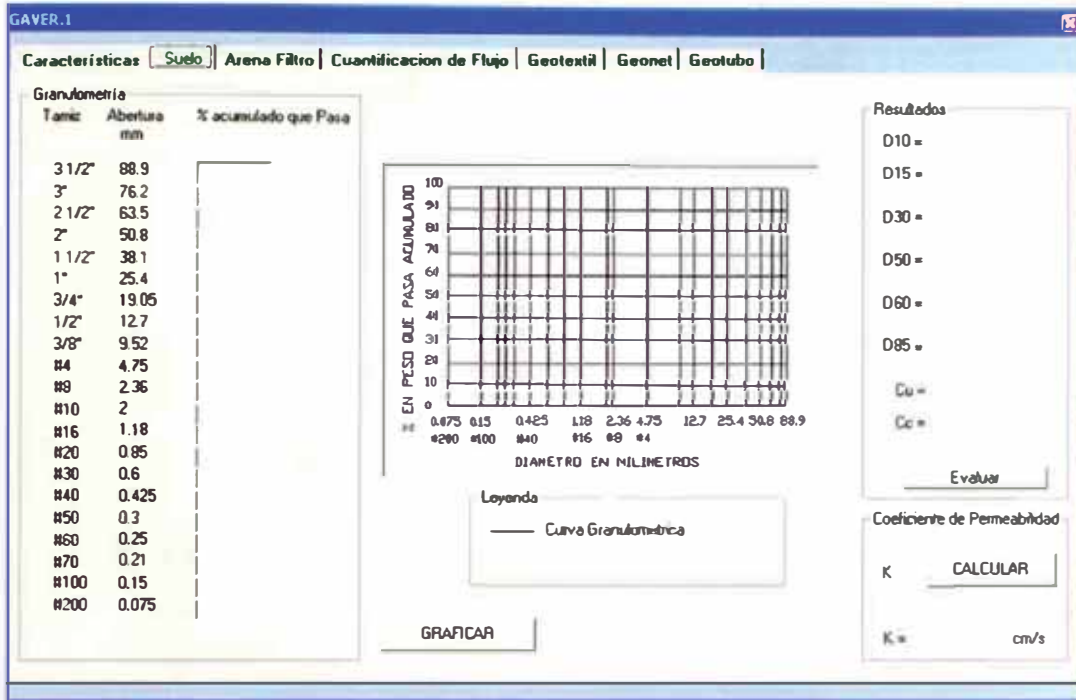


Figura 6.2 Cálculo del Suelo

En esta pestaña se presenta tres procesos que se deben seguir, los cuales son:

- Se introducirán la granulometría del suelo, porcentaje acumulado que pasa por cada tamiz. Luego se procederá a graficar la curva granulométrica del suelo con la opción de GRAFICAR.
- Se tendrá que evaluar los valores de  $D_{10}$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ ,  $D_{85}$ ,  $C_u$  (coeficiente de uniformidad) y  $C_c$  (coeficiente de curvatura) del suelo; el valor de  $D_n$  es el tamaño de tamiz por el cual pasa el n% del material, el cual estará en mm.
- Se tendrá que determinar el coeficiente de permeabilidad, para lo cual se seleccionará la opción CALCULAR. Esta opción me mostrará dos alternativas, como calcular el coeficiente de permeabilidad:

1. **Por Laboratorio.-** En el cual se introduce el valor de la permeabilidad determinado en el laboratorio en cm/seg.

Calculo de Ks

Por Laboratorio      Formula

NOTA: Aquí se ingresa el valor obtenido en el laboratorio

Ks =  cm/seg

Usar este valor de Ks

Ks =      cm/seg

Aceptar      Cancelar

Figura 6.3 Cálculo de  $K_s$  por Laboratorio

2. **Fórmula.-** En esta opción se procederá a ingresar el valor del Coeficiente C que varía de 50 a 150, usando como valor recomendado 100.

Calculo de Ks

Por Laboratorio      Formula

NOTA: Esta fórmula es válida solo para suelos arenosos limpios y uniformes. El coeficiente C varía entre 50 y 150 se recomienda usar el valor de 100

$K_s = C * D_{10}^4$

C =  cm/seg

D10 =  cm

Ks =  cm/seg

Usar este valor de Ks

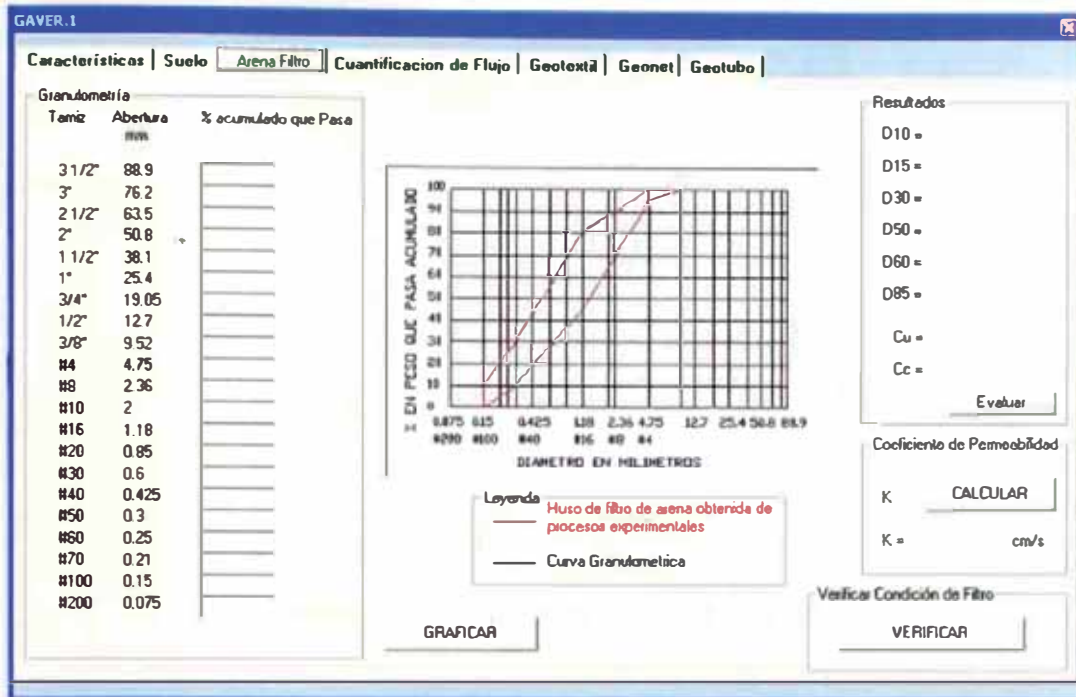
Ks =      cm/seg

Aceptar      Cancelar

Figura 6.4 Cálculo de  $K_s$  por Fórmula

Luego para cualquiera de los dos casos se aplicará la opción: Usar este valor de  $K_s$  y ACEPTAR.

**6.2.3 Arena Filtro:** Tener en cuenta que esta pestaña solo presentará procedimientos en el caso que se escoja el uso de material de filtro.



**Figura 6.5 Cálculo de Arena Filtro**

En esta pestaña se presenta tres procesos que se deben seguir, los cuales son:

- Se introducirán la granulometría del filtro, porcentaje acumulado que pasa por cada tamiz. Luego se procederá a graficar la curva granulométrica del filtro con la opción de GRAFICAR, además en la grafica se muestra el uso de filtro de arena obtenida experimentalmente.
- Se tendrá que evaluar los valores de  $D_{10}$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ ,  $D_{85}$ ,  $C_u$  (coeficiente de uniformidad) y  $C_c$  (coeficiente de curvatura) del filtro; el valor de  $D_n$  es el tamaño de tamiz por el cual pasa el n% del material, el cual estará en mm.
- Se tendrá que determinar el coeficiente de permeabilidad, para lo cual se seleccionará la opción CALCULAR. Esta opción me mostrará dos alternativas como calcular el coeficiente de permeabilidad:

1. **Por Laboratorio.**- En el cual se introduce le valor de la permeabilidad determinado en el laboratorio en cm/seg.

The screenshot shows a software window titled "Calculo de Kf" with two tabs: "Por Laboratorio" (selected) and "Formula". The "Por Laboratorio" tab contains a note: "NOTA: Aquí se ingresa el valor obtenido en el laboratorio". Below the note is a text input field for "Kf =" followed by "cm/seg". At the bottom right of the input area is a button labeled "Usar este valor de Ks". Below the input area, the text "Kf =" and "cm/seg" is displayed. At the bottom of the window are two buttons: "Aceptar" and "Cancelar".

Figura 6.6 Cálculo de  $K_f$  por Laboratorio

2. **Fórmula.**- En esta opción se procederá a ingresar el valor del coeficiente C que varía de 50 a 150, usando como valor recomendado 100.

The screenshot shows the same software window "Calculo de Kf" but with the "Formula" tab selected. The note reads: "NOTA: Esta formula es válida solo para suelos arenosos limpios y uniformes. El coeficiente C varia entre 50 y 150 se recomienda usar el valor de 100". The formula  $K_f = C \cdot D_{10}^2$  is displayed. Below it, there are input fields for "C =" (with "100" entered) and "D10 =" (with "cm" entered). The result "Kf =" is followed by "cm/seg" and a button "Usar este valor de Kf". At the bottom, the text "Kf =" and "cm/seg" is shown, along with "Aceptar" and "Cancelar" buttons.

Figura 6.7 Cálculo de  $K_f$  por Fórmula



Luego para cualquiera de los dos casos se aplicará la opción: Usar este valor de  $K_f$  y ACEPTAR.

- Luego se procede a verificar la condición de filtro con la opción VERIFICAR

VERIFICACIÓN DEL FILTRO

FASE: FILTRO - SUELO

D15 filtro =

D50 filtro =

D50 suelo =

D85 suelo =

D15 filtro < 5 \* D85 suelo

D50 filtro < 25 \* D50 suelo

FASE: FILTRO - GEOTEXTIL

O95 geotextil =

mm

O95 < B \* D85 filtro

% que pasa =  
tamiz # 200

Cu =

D85 filtro =

O95

Tipo de Geotextil

Tejido

No Tejido

B =

Aceptar

Figura 6.8 Verificación del Filtro

En esta opción se verifica:

1.- Fase FILTRO - SUELO en la que se debe cumplir lo siguiente:

$$D_{15} \text{ filtro} < 5 * D_{85} \text{ suelo}$$

$$D_{50} \text{ filtro} < 25 * D_{85} \text{ suelo}$$

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO" de lo contrario "CAMBIAR DE FILTRO"

2.- Fase FILTRO – GEOTEXTIL, en el cual se debe ingresar en valor de  $O_{95}$  geotextil o el tamaño de la abertura aparente en mm.

Luego se determina el parámetro B, que está en función del: % de filtro que pasa la #200,  $C_U$  y el tipo de geotextil del geocompuesto si es tejido o no tejido; luego debe cumplir que:

$$O_{95} < B * D_{85} \text{ filtro}$$

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje “CORRECTO” de lo contrario “CAMBIAR DE FILTRO”

### 6.2.4 Cuantificación de Flujo

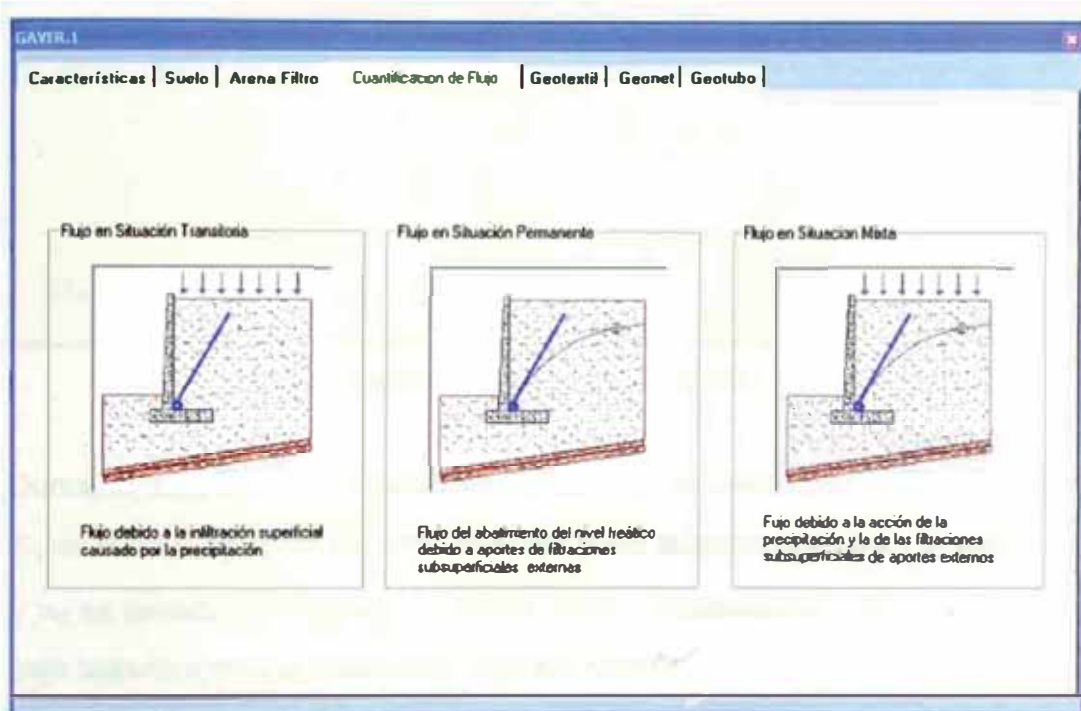


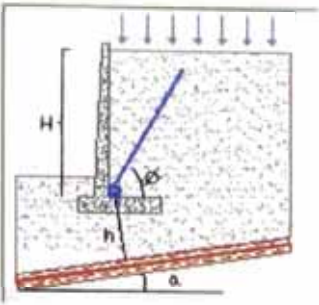
Figura 6.9 Cálculo de Cuantificación de Flujo

Para este proceso se debe escoger uno de los tres tipos de situación de flujo:

**1. Flujo en Situación Transitoria:** En este caso, el flujo es debido a la infiltración de aguas superficiales causado por la precipitación; en la cual se considera la siguiente fórmula:

$$\text{Caudal a evacuar} = K_s * H * (n_f/n_d) * LT$$

**FLUJO EN SITUACIÓN TRANSITORIA**



Caudal total a evacuar o de diseño =  $K_s * i * A = K_s * H * (n_f / n_d) * LT$

$K_s =$  cm/seg

$H =$  m

$n_f =$

$n_d =$

NOTA: Se recomienda usar los valores predeterminados de "n<sub>f</sub> y n<sub>d</sub>", debido a la inclinación del geodren

Caudal total a evacuar o de diseño = m<sup>3</sup>/seg

**Figura 6.10 Cálculo de Flujo en Situación Transitoria**

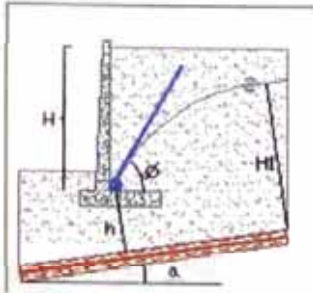
Donde el valor de H y LT ya son ingresados en la pestaña de Características y  $K_s$  es el coeficiente de permeabilidad del suelo también calculado; el valor de  $n_f$  y  $n_d$  se tendrán que ingresar o usar el valor predeterminado del programa que está basado a ensayos realizados en este estudio.

Luego se aplicará la opción CALCULAR, para determinar el caudal a evacuar. Luego ACEPTAR para confirmar este proceso

**2. Flujo en Situación Permanente:** Es el flujo del abatimiento del nivel freático elevado, debido por aportes de filtraciones subsuperficiales externas; éste es el caso de un subdren interceptor, en el cual se considera la siguiente fórmula:

$$\text{Caudal a evacuar} = K_s * S * (H_1 - h) * LT$$

FLUJO EN SITUACIÓN PERMANENTE



Caudal total a evacuar o de diseño =  $K_s \cdot i \cdot A = K_s \cdot S \cdot (H1 \cdot h) \cdot LT$

$S = \tan(a)$       a : Ángulo que forma la horizontal con la capa impermeable

a =  sexagesimales

S =

h =  m

H1 =  m

Ks =  cm/seg

Caudal total a evacuar o de diseño =  m3/seg           

**Figura 6.11 Cálculo de Flujo en Situación Permanente**

Donde los valores de  $K_s$  y  $LT$  ya fueron ingresados, el programa calculará el valor de  $S$  que esta en función del ángulo "a" (ángulo que forma la capa impermeables con la horizontal), este valor debe ser ingresado en grados.

También se deben ingresar los valores de:

$H_1$ : distancia desde la capa impermeable hasta el nivel freático elevado antes de colocar el sistema de subdrenaje.

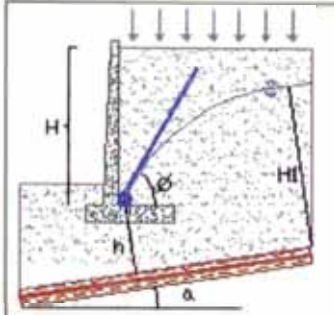
$h$  : distancia desde la capa impermeable hasta la geotubería.

Luego se aplicará la opción **CALCULAR** para determinar el caudal a evacuar, seguido por **ACEPTAR** para confirmar el proceso.

**3. Flujo en Situación Mixta:** En este caso; para el cálculo del caudal a evacuar, se tiene que considerar 2 aportes: el aporte debido a la precipitación y el aporte debido al abatimiento del nivel freático elevado; cuyo caudal de evacuación será la suma del caudal de evacuación de los dos aportes.

$$\text{Caudal de evacuación} = K_s * LT * [H * (n_f/n_d) + S * (H_1 - h)]$$

**FLUJO EN SITUACIÓN MIXTA**



Caudal total a evacuar o de diseño =  $K_s * i * A = K_s * LT * [H * (n_f/n_d) + S * (H_1 - h)]$

$K_s =$   cm/seg  
 $H =$   m  
 $H_1 =$   m  
 $h =$   m  
 $S = \tan(a)$   
 $a =$   sexagesimales     $a$ : Ángulo que forma la horizontal con la capa impermeable  
 $S =$

$n_f =$    
 $n_d =$   Predeterminados

NOTA: Se recomienda usar los valores predeterminados de "n<sub>f</sub> y n<sub>d</sub>", debido a la inclinación del geodren

Caudal total a evacuar o de diseño =  m<sup>3</sup>/seg    Calcular    Aceptar

**Figura 6.12 Cálculo de Flujo en Situación Mixta**

Se tendrá que ingresar los valores de  $n_f$ ,  $n_d$ ,  $H_1$ ,  $h$  y  $a$

Luego se aplicará la opción **CALCULAR** para determinar el caudal a evacuar, seguido por **ACEPTAR** para confirmar el proceso.

## 6.2.5 Geotextil

Figura 6.13 Cálculo de Geotextil

En el cual se tiene que verificar los siguientes criterios:

**1. Retención:** En el cual se debe ingresar en valor de  $O_{95}$  geotextil o el tamaño de la abertura aparente en mm.

Luego se determina el parámetro B, que está en función del: % de suelo que pasa la #200,  $C_u$  y el tipo de geotextil del geocompuesto si es tejido o no tejido luego debe cumplir que:

$$O_{95} < B * D_{85} \text{ suelo}$$

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO" de lo contrario "NO CUMPLE CRITERIO DE RETENCIÓN"

**2. Permeabilidad:** En el cual se debe ingresar el valor de  $K_{\text{geotextil}}$ , que viene a ser la permeabilidad del geotextil.

Luego debe cumplir que:

$$K_{\text{geotextil}} > 10 * K_{\text{suelo}}$$

Donde,  $K_{\text{suelo}}$  es la permeabilidad del suelo ( $K_s$ ).

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje “CORRECTO”, de lo contrario “NO CUMPLE CRITERIO DE PERMEABILIDAD”

**3. Permittividad:** En el cual se debe ingresar el valor de permittividad última del geotextil; luego se debe calcular el valor del factor de reducción total del geotextil (FR), para ello se aplica la opción CALCULAR

FACTORES DE REDUCCIÓN PARA EL GEOTEXTIL

Factores de Reducción

FR(scb) =  Factor de reducción por colmatación y taponamiento.

FR(cr) =  Factor de reducción por creep o fluencia.

FR(in) =  Factor de reducción por intrusión.

FR(cc) =  Factor de reducción por colmatación química

FR(bc) =  Factor de reducción por colmatación biológica.

Predeterminado Se recomienda usar el valor predeterminado

FR = FR(scb) \* FR(cr) \* FR(in) \* FR(cc) \* FR(bc)

FR =

Figura 6.14 Cálculo de Factores de Reducción para el Geotextil

En este proceso se debe ingresar los valores de:

- Factor de reducción por colmatación y taponamiento (FRscb)
- Factor de reducción por creep o fluencia (FRcr)
- Factor de reducción por intrusión (FRin)
- Factor de reducción por colmatación química (FRcc)
- Factor de reducción por colmatación biológica (FRbc)

O se utilizará los valores predeterminados para este proceso



Luego se evaluará con la opción CALCULAR seguido por ACEPTAR para confirmar este proceso.

Siguiendo con la evaluación de este proceso, se debe cumplir que:

Permitividad admisible > permitividad requerida

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO", de lo contrario "NO CUMPLE CRITERIO DE PERMITIVIDAD".

**4. Taponamiento:** Se debe cumplir que:

$O_{95} \text{ geotextil} > 3 * D_{15} \text{ suelo}$

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO", de lo contrario "NO CUMPLE CRITERIO DE TAPONAMIENTO".

### 6.2.6 Geonet

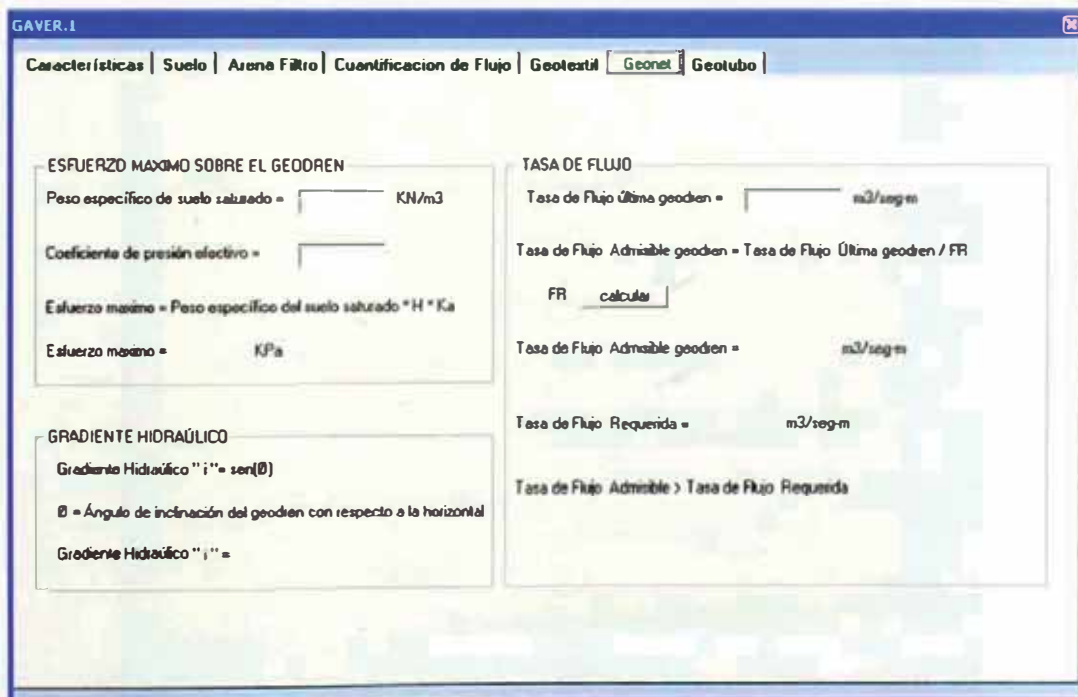


Figura 6.15 Cálculo del Geonet

En el cual se tiene que evaluar y verificar los siguientes criterios:

**1. Esfuerzo Máximo Sobre el Geodren:** Para lo cual se tiene que ingresar los valores de:

- Peso específico saturado del suelo ( $\gamma_s$ )
- Coeficiente de presión efectiva ( $K_a$ )

Con estos valores el programa calculará:

$$\text{Esfuerzo máximo} = \gamma_s * K_a * H$$

**2. Esfuerzo Máximo Sobre el Geodren:** En él se mostrara el valor del gradiente hidráulico ( $i$ ) en la geonet, cuyo valor es:

$$i = \text{seno} (\text{ángulo de inclinación del geodren})$$

**3. Tasa de Flujo:** En el cual se debe ingresar el valor de Tasa de Flujo última del geodren, luego se debe calcular el valor del factor de reducción total del geocompuesto (FR), para ello se aplica la opción CALCULAR.

FACTORES DE REDUCCIÓN PARA EL GEOCOMPUESTO

Factores de Reducción

FR(cr) =  Factor de reducción por creep o fluencia.

FR(in) =  Factor de reducción por intrusión.

FR(cc) =  Factor de reducción por colmatación química

FR(bc) =  Factor de reducción por colmatación biológica.

Predeterminado Se recomienda usar el valor predeterminado

FR = FR(cr) \* FR(in) \* FR(cc) \* FR(bc)

FR =

**Figura 6.16 Cálculo de Factores de Reducción para el Geocompuesto**

En este proceso se debe ingresar los valores de:

- Factor de reducción por creep o fluencia (FRcr)
- Factor de reducción por intrusión (FRin)
- Factor de reducción por colmatación química (FRcc)
- Factor de reducción por colmatación biológica (FRbc)

O se utilizará los valores predeterminados para este proceso.

Luego se evaluará con la opción CALCULAR, seguido por ACEPTAR para confirmar este proceso.

Siguiendo con la evaluación de este proceso, se debe cumplir que:

Tasa de Flujo admisible > Tasa de Flujo requerida

Si esto se cumple, entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO"; de lo contrario "NO CUMPLE CRITERIO DE TRANSMISIVIDAD".

### 6.2.7 Geotubo

The screenshot shows the 'Geotubo' tab in the GAVER.1 software. The window title is 'GAVER.1'. The menu bar includes 'Características', 'Suelo', 'Arena Filtro', 'Cuantificación de Flujo', 'Geotextil', 'Geonet', and 'Geotubo'. The main area is titled 'VERIFICACIÓN DEL DIAMETRO DE LA GEOTUBERÍA'. It contains several input fields and labels: 'Diametro de la geotubería = [ ] m', 'Gradiente Hidráulico = [ ]' with a note 'Generalmente este valor "i" es 0.01' and 'i = desnivel de la tubería / longitud de la tubería', 'Tipo de Geotubería' with radio buttons for 'Tubería Lisa' and 'Tubería Corrugada', 'Caudal de la geotubería = [ ] m<sup>3</sup>/seg', 'Caudal total a evacuar o de Diseño = [ ] m<sup>3</sup>/seg', and a comparison statement 'Caudal de la geotubería > caudal total a evacuar o de Diseño'. A 'SALIR' button is located at the bottom right.

Figura 6.17 Cálculo del Geotubo

En el cual se tiene que verificar el diámetro de la tubería a utilizar, para ello se ingresa los siguientes valores:

- Diámetro de la geotubería (d)
- Gradiente hidráulico en la geotubería (i)

Donde:

$i = (\text{desnivel de la geotubería}) / (\text{longitud del recorrido del flujo en la geotubería})$

Este valor de (i) en la geotubería generalmente es 0.01

Además, se debe ingresar el tipo de geotubería teniendo en cuenta que para:

1. Tubería lisa

Caudal de la geotubería =  $89.5 \cdot d^{2.714} \cdot i^{0.573}$

2. Tubería rugosa

Caudal de la geotubería =  $38 \cdot d^{2.667} \cdot i^{0.5}$

Siguiendo con la evaluación de este proceso, se debe cumplir que:

Caudal de la geotubería > Caudal total a evacuar o de diseño

Si esto se cumple entonces aparecerá un mensaje "CORRECTO", de lo contrario "NO CUMPLE DIÁMETRO DE LA TUBERÍA".

## CONCLUSIONES

- En el análisis realizado para el caso de infiltración por precipitación, de los resultados de los caudales obtenidos experimentalmente y teóricamente, se observa que la variación ente ambos resultados es mínima, entonces los valores de  $n_f$  y  $n_d$  tomados teóricamente mediante el trazo de las líneas de flujo para los ángulos de inclinación, se pueden aproximar a lo real.
- Para el caso del ensayo por precipitación, en la necesidad de obtener una aproximación mucho más cercana a lo real de la relación de  $n_f$  y  $n_d$ , se ajustaron estos términos para cada ángulo de inclinación del geodrén, cuyos resultados se aprecian en la Tabla 5.2.

ÁNGULO	VALOR PROMEDIO DE $\frac{n_f}{n_d}$
90	0.715
60	1.244
45	0.831
30	0.591

- En el análisis realizado para el caso de infiltración por abatimiento del nivel freático elevado, de los resultados obtenidos experimentalmente y teóricamente, se aprecia que la variación de los resultados es mucho menor en comparación a la variación en el caso de infiltración por precipitación, esto es debido a que el análisis matemático es mucho más sencillo para este caso, en el mismo hecho de que no hay la necesidad de hacer el trazo de la red de flujo para poder determinar el caudal a evacuar. Por lo tanto los datos teóricos son ligeramente mayores que los experimentales, y esta diferencia se debe generalmente al factor de eficiencia del sistema de subdrenaje.

- En la obtención del ángulo óptimo de evacuación en el caso de infiltración por precipitación, el valor de la relación  $n_f$  y  $n_d$  nos determina la optimización del caudal, debido a que el valor de K y la pérdida de carga total son conocidos, este último una constante para cada ensayo. Entonces para este caso de infiltración por precipitación, los caudales obtenidos para cada ángulo de inclinación del geodrén, guardan las siguientes relaciones considerando con el valor de "Q", al caudal correspondiente al ángulo de inclinación de 60°.

ÁNGULO	VALOR DEL CAUDAL A EVACUAR
90	0.75*Q
60	Q
45	0.67*Q
30	0.48*Q

Obteniendo una mayor evacuación de flujo para el ángulo de 60°.

- Para el caso de infiltración por precipitación, si se considera el uso de material de filtro en la cuña de la parte superior del geodrén, se obtiene un mayor caudal de evacuación en comparación a un suelo sin filtro, en otras palabras el exceso de agua en los poros del suelo será evacuado mucho mas rápido en un suelo con filtro por el sistema de subdrenaje. Además si se considera el valor de "M" al caudal de un sistema sin filtro para un ángulo de inclinación de 45°, se obtendrá las siguientes relaciones para cada ensayo:

#### Suelo SP

Angulo de inclinación del geodrén	sin material de filtro	con material de filtro
60	1.2*M	1.58*M
45	M	3.25*M

### Suelo SP-SM

Ángulo de inclinación del geodrén	sin material de filtro	con material de filtro
60	1.55*M	7.5*M
45	M	9.25*M

### Suelo SM

Ángulo de inclinación del geodrén	sin material de filtro	con material de filtro
60	1.5*M	15.87*M
45	M	24.29*M

Además si se toma en cuenta la utilización del filtro, el caudal para el ángulo de 45° será mayor que el de 60°, debido que para el ángulo de 45° el área transversal en la dirección del flujo es mayor.

- Para el caso de infiltración por abatimiento del nivel freático el uso del filtro no mejora los resultado finales, lo que se puede observar en los datos obtenidos donde la diferencia de los valores del uso y no uso del filtro es mínimo, como lo vemos en el cuadro de resultados de datos experimentales del subíndice 5.3.
- En la obtención del ángulo óptimo de evacuación en el caso de abatimiento del nivel freático, el término que hace variar el caudal es K, como se dijo anteriormente que para este caso el análisis matemático es mas sencillo entonces los términos restantes son constantes para cada suelo en los diferentes ángulos de inclinación, entonces la variación de la relación entre el caudal experimental y la permeabilidad Q/K en los datos obtenidos experimentalmente, radica generalmente en la eficiencia del sistema de drenaje (transmisividad y permitividad ), para el cual el ángulo que me da mejor eficiencia de permitividad y transmisividad es el ángulo de 60°.



- En el análisis de las presiones totales para el caso de infiltración por precipitación, si se considera el valor de "P" al empuje total máximo para un ángulo de inclinación del geodrén de 60°, se obtendrá las siguientes relaciones:

Ángulo de inclinación del geodrén	Empuje total máximo
90	1.1*P
60	P
45	P

- En el caso de infiltración por precipitación de los resultados obtenidos, en el caso de no contar con un sistema de subdrenaje el empuje total máximo es mucho mayor, en comparación al empuje en el caso de contar con un sistema de subdrenaje. para el ensayo realizado el empuje máximo sin contar con sistema de drenaje es 2.1\*P.
- Del empuje total máximo determinado para cada ángulo de inclinación del geodrén. Se observa que para el ángulo de 90° se obtiene el mayor valor de empuje, y para los dos siguientes ángulo de 60 y 45 será igual el empuje total. Entonces es preferible colocar un sistema de subdrenaje y a la vez el geodrén debe estar inclinado a un ángulo de 60° o 45 °, de esta manera podemos eliminar las presiones intersticiales adicionales.

## RECOMENDACIONES

- En la construcción del sistema de subdrenaje, se colocará el geodrén a un ángulo de inclinación de  $60^\circ$  con respecto a la horizontal, en el caso de presentarse en la zona infiltraciones por precipitación; de esta manera se obtendrá un mayor caudal de evacuación y se podrá eliminar las presiones intersticiales, también es recomendable colocar el geodrén a un ángulo de  $45^\circ$ .
- Si se tiene zonas de alta precipitación se recomienda usar drenajes superficiales para poder evitar cargas adicionales de agua en la superficie (encharcamientos) y disminuir el agua infiltrada en el suelo.
- Se recomienda que la geotubería del sistema de subdrenaje debe encontrarse justo en la parte superior del talón de la zapata, en el caso que se tenga un muro de concreto armado, de manera que el geodrén pueda cubrir el cuerpo del muro estando este vertical o inclinado.
- En el caso que se desee obtener una mayor evacuación de flujo y mantener el suelo seco en caso de una precipitación, se podrá utilizar un material de filtro en la cuña sobre el geodrén.
- En el caso que se utilice un geodrén como sistema de subdrenaje, se debe tener un cuidado especial en la disposición de este en el relleno, principalmente en el momento de la compactación, debido a que este material podría sufrir daños, disminuyendo su efectividad.
- Para el caso que solo se tenga niveles freáticos elevados y no infiltraciones por precipitaciones se podrá colocar un sistema de subdrenaje vertical o a un ángulo de  $60^\circ$  con la horizontal.
- El caso que se utilice el geodrén como sistema de subdrenaje se recomienda cubrir los bordes con la misma capa de geotextil que tienen, de manera que se evite el contacto del suelo con la geonet.

- Si en el caso que se realice investigaciones posteriores usando un modelo experimental, se debe tener en cuenta que para determinar el nivel freático se deben utilizar sistemas, como piezómetros, o pozos de observación y no el uso de tientes debido a que el suelo a utilizar podría comportarse como un filtro y evitar el paso del tinte en solución con el agua, solo dejando pasar el agua.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Amanco, "Manual de Diseño Geotextiles", Norte Gráfico, Colombia, (2006).
2. Bhatia Shobha K, Suits L. David, "Recent Developments in Geotextile Filters and Prefabricated Drainage Geocomposites", (1996).
3. Ceballos Sierra, "Visual Basic. Curso Programación. 2ª Edición Actualizada a la Versión 6", Ra-ma, España, (1999).
4. Cedergren Harry R, "Drainage and Flow Nets", Reprint Ed., U.S.A.,(1987).
5. Cedergren Harry R, "Drainage of Highway Airfield Pavements", Reprint Ed., U.S.A., (1987).
6. Espinoza Ramos E, "Ejercicios y Problemas de Ecuaciones Diferenciales Ordinarias", Servicios Gráficos, Lima, (1998).
7. Juárez Badillo – Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos III-Flujo de Agua en Suelos, México, (1984).
8. Koemer R.M., "Designing with Geosynthetics", 3 Ed., U.S.A., (1994).
9. Lambe T. William –Whitman Robert V, "Mecánica de Suelos", institute technologic of Massachusetts, Limusa, México, (2001).
10. Mansen Valderrama- Vivar Romero, "Diseño y Aplicación de los Geosintéticos en las Obras de Ingeniería", Ingeniería Gráfica, Lima, (1995).
11. Morales Morales R, "Diseño en Concreto Armado", ICG, Lima, (2004).