

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DRENAJE PARA FINES URBANOS  
(CONDominio COSTA DEL CAMPO-MALA-LIMA)**

INFORME DE SUFICIENCIA  
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

**PEDRO GERSON CASTILLO APARICIO**

LIMA – PERU  
2005

## *DEDICATORIA*

*A Dios, por su amor y misericordia, por darme fuerzas y paciencia en los momentos más difíciles*

*A mis padres, Angélica y Pedro, por su apoyo incondicional, por encontrar en ellos todo el amor y la fuerza para alcanzar mis metas.*

## **RECONOCIMIENTOS**

En la elaboración del presente informe algunas personas me brindaron su apoyo y ayuda, la cual quisiera de una forma retribuirla, diciéndoles GRACIAS.

### **Profesionales, señores:**

Ing. Jorge Neyra Reymer.

Arq. César Rancagliolo.

Ing. Edgar Rodríguez Zubiato.

Ing. Dalia Bernedo Yupanqui.

Lisc. Luis Sánchez Aliaga.

Dr. Rolando Donet Valle.

**DRENAJE PARA FINES URBANOS  
(CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO-MALA-LIMA)**

	Página
RESUMEN	01
INTRODUCCION	01
Antecedentes	01
Objetivos.	02
Capítulo I.- MARCO TEORICO	04
1.1 HIDROLOGIA	04
1.1.1 Fuentes de Aguas Subterráneas.	04
1.1.2 Geología en Aguas Subterráneas.	05
1.1.3 Rocas Acuíferas.	05
1.1.4 Suelos Acuíferos.	06
1.1.5 Exploración Geofísica.	08
1.1.6 Hidrología Subterránea.	09
1.1.7 Hidráulica de Aguas Subterráneas.	12
1.2 TEORIA DE POZOS	13
1.2.1 Ley de Darcy.	13
1.2.2 Medición de Permeabilidad.	15
1.2.3 Ascenso Capilar	17
1.2.4 Flujo en Pozos.	18
1.2.5 Modelos de Flujos o Redes.	19
1.2.6 Análisis Numérico y Modelos Analógicos.	25
1.3 SISTEMAS DE DRENAJE	32
1.3.1 Generalidades.	32
1.3.2 Drenes Interceptores	32
1.3.3 Drenes Horizontales o de Penetración.	48
1.3.4 Colchones de Drenaje.	59
1.3.5 Trincheras Estabilizadoras.	59
1.3.6 Pantallas de Drenaje.	60

1.3.7	Galerías de Drenaje.	62
1.3.8	Pozos Verticales de Drenaje.	64
1.3.9	Soluciones Tecnológicas para Drenaje usando Control Automático de Aguas Subterráneas.	66
1.4	OTROS CASOS	77
1.4.1	Proyecto Especial Chavimochic.	77
1.4.2	Gestión de las Aguas Subterráneas en zonas urbanas, aplicación en Barcelona (España).	77
1.4.3	Metodología de la zona sur del lago Maracaibo.	77
Capítulo II.-	METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	78
2.1	Consideraciones generales	78
2.2	Metodología	78
Capítulo III.-	APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA EN “CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO”	82
3.1	Ubicación.	82
3.2	Clima.	82
3.3	Características.	82
3.4	Hidrología de la Zona.	83
3.5	Modelo de drenaje subsuperficial	88
Capítulo IV.-	ANALISIS DE DRENAJE	91
4.1	Estudio de Alternativas.	91
4.2	Desarrollo de Alternativa Solución.	93
4.3	Costos y Presupuestos.	94
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	96
	ANEXOS	
	Fotografías	
	Datos Hidrológicos.	
	Planos.	

## **DRENAJE PARA FINES URBANOS (CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO-MALA-LIMA)**

### **RESUMEN**

El presente Informe de Suficiencia Drenaje para fines Urbanos es el resultado de la investigación bibliográfica con la participación en todas las fases de los diversos sistemas del drenaje de aguas subterráneas, para encontrar el estado de factibilidad técnica en toda habilitación, con este problema de drenaje, como el caso del Condominio Costa del Campo, en el distrito de Mala de la Provincia de Lima.

Para la ejecución de este informe el graduando estuvo en el lugar durante los meses de Febrero a Junio del año 2002, siendo testigo de diferentes eventos hidráulicos normales y extraordinarios ocurridos en el lugar, frente al proceso de habilitación del mismo, lo que fue motivo del presente informe.

### **INTRODUCCION**

Presento a consideración de los Miembros del Jurado el Trabajo Profesional: “Drenaje Para Fines Urbanos (Condominio Costa Del Campo-Mala-Lima)”, a fin de optar el Título Profesional de Ingeniero Civil que la Universidad Nacional de Ingeniería otorga.

El Drenaje Para Fines Urbanos es un campo complejo que cuenta actualmente con procedimientos altamente tecnificados.

El drenaje de los suelos, ha sido un aspecto al que históricamente no se le ha dado la importancia merecida pero que resulta ser la primera valla para poder iniciar exitosamente la construcción de una habilitación urbana en las condiciones que se detalla en el presente informe.

El Drenaje Para Fines Urbanos es un tema que resulta ser la necesidad de aplicar un sistema de drenaje para obtener una napa freática que no afecte la habilitación urbana proyectada.

#### **- Antecedentes**

El río Mala, que limita el área del Condominio, es el principal recurso hídrico, tiene su nacimiento a 4376 msnm, y sus fuentes naturales son las lagunas Huascacocha y Cochalupe. Toma el nombre de Mala después de la confluencia de los ríos Quinches y San Lorenzo.

Forma, el río, un valle de mediana amplitud, el valle de Mala, pendiente cuyo promedio es de 0,035 por ciento, ubicado entre las coordenadas 76°50. y 76°32. de longitud oeste y 12°03. y 12°44. de latitud sur. La mayor altitud del valle está entre los 800 y 900 msnm, donde confluyen los ríos Carhuapampa y Ayaviri.

A diferencia de lo que ocurre con muchos ríos de los diversos valles de la costa, en el de Mala el caudal disminuye durante el año pero el río nunca se seca. Esto, sumado a las otras características climáticas (temperatura moderada, humedad no excesiva y buen número de horas de sol), favorece la actividad agrícola bajo riego durante todos los meses del año, aunque con restricciones en algunos meses, coincidentes con los estiajes del río Mala o con la ocurrencia de años secos.

El área total del valle dedicada a fines agrícolas, asciende a 5661,35 ha. Son regadas 5527,91 ha, organizadas en 6148 predios conducidos por 4809 usuarios cuya tenencia promedio es de 1 ha. La infraestructura de riego y drenaje está constituida por cincuenta y ocho tomas de captación con sus respectivos canales de derivación o principales que suman 218,42 km de extensión, por doscientos cincuenta y dos canales laterales que suman 144,93 km y cinco drenes colectores o canales de drenaje con 14,68 km de recorrido.

**- Objetivos.**

Aplicar la metodología de drenaje subterráneo desde la obtención de datos en campo por medio de la medición diaria del nivel de napa freática en varias calicatas para desarrollar un sistema de drenaje y obtener la factibilidad de habilitación urbana.

Usar sistemas de drenaje y dar a conocer soluciones tecnológicas que en el campo de la ingeniería se han desarrollado para el control y vigilancia automática de aguas subterráneas.

Aportar en el estudio de aguas subterráneas en nuestro país y demostrar la relevancia de su estudio para la ingeniería moderna.

**- Contenido de cada capítulo.**

El programa seguido fue desarrollado en 5 capítulos, cuyos contenidos se describen a continuación:

## **Capítulo I**

En este capítulo se hace la revisión teórica pertinente para poder desarrollar este Informe de Suficiencia, subdividiendo en revisión del hidrología de flujo subterráneo, teoría de pozos, sistemas de drenaje y otros casos en cuanto estudios de drenaje.

## **Capítulo II**

Este Capítulo trata la Metodología de Estudio, explica los pasos a seguir para realizar el presente Informe de Suficiencia.

## **Capítulo III**

Este Capítulo explica la aplicación de la metodología en nuestro lugar de estudio “Condominio Costa del Campo”, aquí se ejecutará nuestra metodología de estudio para tener los conocimientos necesarios del sector de estudio.

## **Capítulo IV**

Este Capítulo efectúa análisis del drenaje.

## **Capítulo V**

Este es el Capítulo de Conclusiones y Recomendaciones.

# CAPÍTULO I

## MARCO TEORICO

### 1.1 HIDROLOGIA

#### 1.1.1 Fuentes de Aguas Subterráneas.

El ciclo del agua puede describirse como sigue: En el subsuelo de los terrenos se encuentran formaciones geológicas que consisten en rocas porosas (como las arenas y gravas), o en rocas fisuradas (como las calizas o rocas volcánicas). Tanto los poros como las grietas de estas formaciones generan en el subsuelo una serie de vacíos que constituyen el espacio por donde se encuentran las aguas subterráneas.

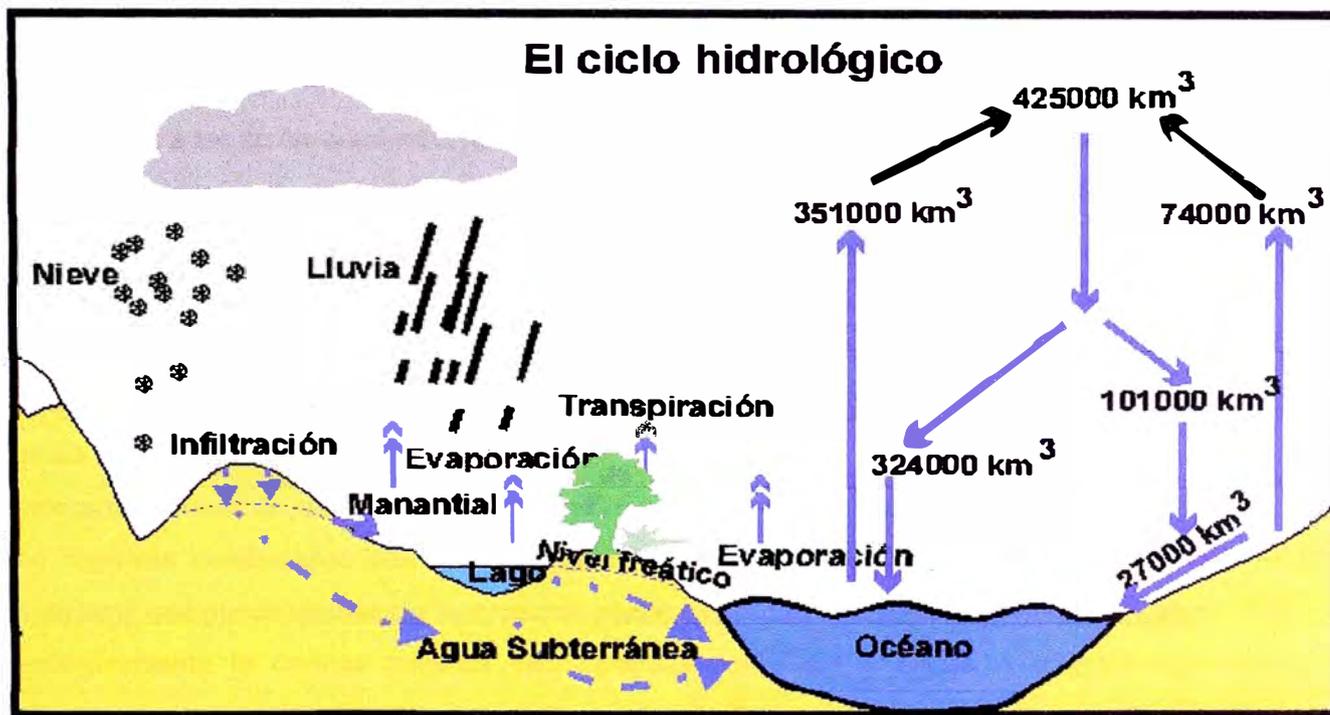


Fig.1.1 El Ciclo Hidrológico

Cuando hay un aporte de agua, generalmente a través de la lluvia, o también por un curso de agua superficial, como un río, o un lago, o incluso en relación con un riego agrícola, parte del agua que cae sobre la superficie no se evapora (no vuelve a la atmósfera) ni escurre (aportando a un río), sino que se infiltra, y va rellenando los poros o grietas de las rocas del subsuelo y constituye lo que se llama agua subterránea.

El agua que se infiltra, poca o mucha, sigue descendiendo por gravedad hasta llegar a zonas por

debajo de las cuales ya no hay poros o grietas. Entonces, como la alimentación tiene siempre un cierto carácter periódico, va acumulándose, llenando poros y grietas, formando lo que se llama la zona saturada.

El nivel de agua en la formación geológica (llamada acuífero) seguiría subiendo de forma natural, acumulándose y finalmente, ese agua que va rellenando el terreno acuífero, o bien se pone en movimiento, porque le entra más por un sitio que por otro, o bien encuentra una salida natural originando manantiales, fuentes y con frecuencia ríos.

### **1.1.2 Geología en Aguas Subterráneas.**

La amplia variación en la textura y la estratigrafía de la corteza terrestre se refleja en la forma de ocurrencia de las aguas subterráneas, tanto libres como confinadas. El nivel freático puede encontrarse en la superficie o cerca de ella, como en las corrientes y pantanos, o hallarse a varios miles de metros bajo ella.

El agua subterránea fluye a través de cavernas, fracturas y pasos de solución a velocidades comparables a las de las corrientes turbulentas superficiales (0.3048 m/seg o más m/seg) o moverse en flujo laminar a través de los intersticios capilares de los suelos y rocas a velocidades de sólo algunos metros por año. Los acuíferos pueden ser gruesos e isotrópicos (poseen las mismas propiedades en todas las direcciones), así como homogéneas, o pueden consistir en una variedad de capas, lentes y bandas tortuosas de diferentes materiales. La geología de la superficie, así como las exposiciones por explotación de minas, canteras y operaciones similares deben ser complementadas por los registros de los pozos.

Estos son informes de la naturaleza y profundidad de los estratos encontrados al perforar pozos.

Los registros combinados con las mediciones de capacidad proporcionan la información más importante que puede tenerse sin la ayuda de pozos de prueba o reconocimientos geofísicos.

Geológicamente la corteza terrestre esta formada por rocas y suelos. Las rocas son ígneas, sedimentarias y metamórficas en origen; los suelos se derivan de las rocas por intemperización de las exposiciones de rocas.

### **1.1.3 Rocas Acuíferas.**

Las rocas ígneas intrusivas tienen textura densa y constituirán barreras para el agua a no ser por sus fisuras y estrechamientos.

La anchura de las aberturas resultantes es mas bien pequeña (rara vez >de 1mm), y las aberturas se extinguen con la profundidad. Los números de juntas inclinadas, intersectadas por los pozos, disminuyen rápidamente, de alrededor de 4 por 30.48 m hasta el nivel de 30.48 m; a menos de 1 por 30.48 m bajo el nivel de 137 m. Por lo tanto, puede comprenderse que el agua subterránea

procedente de las rocas intrusivas se deriva de profundidades que, generalmente, no exceden de 91 m. De las rocas intrusivas el basalto es un buen acuífero y la riolita uno pobre. La intemperización de los granitos produce las arenas y gravas cuarzosas que, después de sufrir transporte, abrasión y clasificación por el agua y el viento, forman los suelos acuíferos mas productivos.

Las rocas ígneas extrusivas suelen ser muy porosas y contienen grietas, orificios y cavernas extensas. Algunas formaciones de lava rinden agua en abundancia.

De las 4 variedades comunes de rocas sedimentarias (calizas y rocas calcáreas relacionadas, pizarras, areniscas y conglomerados), las calizas son normalmente densas e impermeables. Sin embargo, son las más solubles de todas las rocas, y donde han sido sujetas a la acción disolvente del agua que contiene bióxido de carbono o ácidos orgánicos, se encuentran perforadas de solución y cavernas. En el transcurso del tiempo, se forman corrientes y lagos subterráneos, y estos pueden derramarse a la superficie, para crear manantiales extensos. Las cuarcitas compuestas de arena de sílice completamente llena por materiales silicosos cementantes, son como los granitos en densidad e impermeabilidad; las areniscas cementadas flojamente se encuentran entre los acuíferos más productivos. La capacidad acuífera de las mezclas heterogéneas consolidadas o cementadas de materiales que constituyen conglomerados varía considerablemente. Por lo general, son bastante ligeros. En algunas ocasiones se encuentran buenos acuíferos en calizas y areniscas en profundidades que exceden a 1 milla (1609 m). Sin embargo la mayor parte de los aprovechamientos de aguas subterráneas tienen menos de 2000 pies de profundidad (610 m).

Ninguna de las rocas metamórficas es productora importante de agua.

El mármol, como la caliza de la que ha sido creado, es soluble y puede suministrar agua de canales de solución. Los esquistos y pizarras, que se originan en las lutitas, son relativamente impermeables, pero transmiten algo de agua por las juntas, grietas y fracturas.

Los gneis se asemejan en sus propiedades estructurales y de contención de agua, a los granitos intrusivos de los que generalmente se derivan.

#### **1.1.4 Suelos Acuíferos.**

En la tabla N°1 se muestra la clasificación por tamaños desarrollado por el Bureau of Chemistry and Soils of the U.S. Department of Agriculture (Oficina de Química y Suelos del Dpto. de Agricultura de E.U.A.) y por la Internationaly Society of Soil Scince (Sociedad Internacional de Ciencia de los Suelos).

Tabla 1 – 1, Clasificación por tamaños de los granos de suelos

Suelo	Diámetro del grano, cm	
	Dpto. de Agricultura de E.U.A	Sociedad Internacional de Ciencia de los Suelos
Grava fina (arenilla)	$2 \times 10^{-1}$ a $10^{-1}$	$2 \times 10^{-1}$ a $2 \times 10^{-2}$
Arena gruesa	$10^{-1}$ a $5 \times 10^{-2}$	
Arena mediana	$5 \times 10^{-2}$ a $2.5 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^{-2}$ a $2 \times 10^{-3}$
Arena fina	$2.5 \times 10^{-2}$ a $10^{-2}$	
Arena muy fina	$10^{-2}$ a $5 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-3}$ a $2 \times 10^{-4}$
Limo	$5 \times 10^{-3}$ a $5 \times 10^{-4}$	
Arcilla	$5 \times 10^{-4}$ a menos	$2 \times 10^{-4}$ o menos

Fuente: Oficina de Química y Suelos del Dpto. de Agricultura de E.U.A.

Las arenas y gravas son, ventajosamente, los suelos acuíferos más importantes. Tienen altos rendimientos específicos y permeabilidades, y se encuentran ordinariamente situados en tal forma, que su reaprovisionamiento es rápido. Las arenas uniformes o bien clasificadas son las más productivas; los materiales mezclados que contienen arcilla lo son menos, por ejemplo, la arcilla morena depositada bajo los mantos de hielo. El material transportado es generalmente más permeable que el material en contacto inmediato con la roca madre. La mayoría de los lechos de grava y arena han sido depositados en aguas de poca profundidad y activas: 1) en mares, lagos y lechos de ríos como aluviones; 2) en la boca de cañones como conos externos al cauce; o 3) a lo largo de las capas del hielo en retroceso, como planos externos al cauce. Debido a que el origen de estos suelos y la profundidad de agua transportadora ha variado con el tiempo, los depósitos frecuentemente incluyen capas alternativas de tamaño y graduación variable. Los lechos depositados en lagos y mares son, a menudo, extensos; los conos fuera del cauce o los canales de ríos generalmente contienen lentes de arena y grava relativamente pequeños, confinados entre capas de materiales menos permeables.

Las arcillas y limos, aunque porosos, son por lo regular bastante impermeables. Constituyen acuíferos pobres y son significativos solamente: 1) cuando confinan o interfieren el movimiento del agua a través de los suelos más permeables, y 2) cuando suministran agua a formaciones permeables por consolidación.

En donde la roca aflora a la superficie, el gasto de agua entrante tiene probabilidad de ser pequeño. Si, por otra parte, la roca está cubierta por suelos porosos y permeables, la relación de infiltración es a menudo buena, y la capa superficial de suelo se convierte, en cierto sentido, en un depósito del que fluye, agua estable hacia la roca subyacente. Cuanto más grueso es el manto acuífero, mayor es, en general, el rendimiento de las rocas, y el del suelo mismo. La topografía o relieve del suelo es también importante. Cuanto mayor es la pendiente, con más facilidad capta la lluvia y el

escurrimiento de la nieve fundida. Los valles, así como los planos y conos externos a los cauces no sólo acumulan los deslaves más fuertes, sino que son ordinariamente, áreas de pendiente menor y en posición tal, que interceptan y retienen cantidades abundantes de agua subterránea.

**1.1.5 Exploración Geofísica.**

Las formaciones geológicas difieren en sus propiedades gravitacionales, magnéticas, sísmicas, eléctricas, acústicas y radiactivas. Estas pueden ser traducidas a términos geológicos a partir del comportamiento conocido de formaciones similares. La exploración geofísica o el cateo proporcionan la información necesaria. Las variaciones en la gravedad y el polo magnético terrestre se precisan con la ayuda del medidor de gravedad y el magnetómetro. Aun cuando estos instrumentos no determinan la presencia de agua en sí, sugieren la presencia y la localización de estructuras geológicas favorables. Los métodos acústicos y sísmicos miden la velocidad de desplazamiento de las ondas sonoras por medio de las formaciones subterráneas. La dependencia de la velocidad de la onda sobre la densidad de los materiales a través de los que pasa, hace posible un análisis geofísico del área de prueba. La presencia de agua se hace sentir también. La reflexión de la onda se mide cuando el interés se encuentra centrado sobre estratos profundos, la refracción cuando la información acuífera se halla cerca de la superficie de la tierra.

La resistividad aparente,  $\rho_a$  del suelo está definida por la ecuación:

$$\rho_a = \frac{R \cdot A}{L} \dots\dots\dots (1-1-1)$$

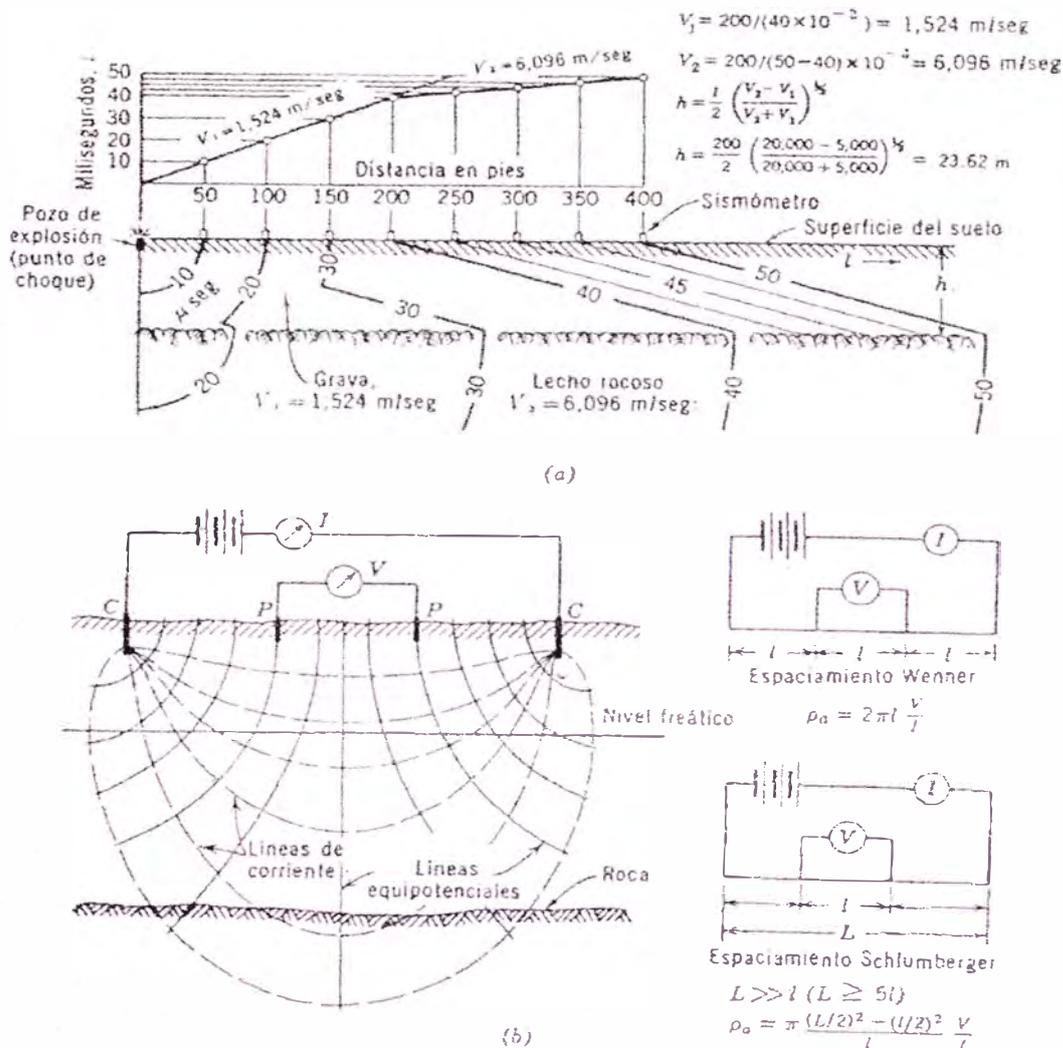
R = resistencia medida en Ohms de una formación de longitud L y sección transversal A normal a la dirección del flujo de corriente.

En formaciones porosas saturadas, la resistividad está gobernada principalmente por el contenido de agua, de acuerdo con la ecuación:  $\frac{\rho_a}{\rho_w} = \frac{(3 - f)}{2 \cdot f} \dots\dots\dots (1-1-2)$

Donde  $\rho_w$  es la resistividad del agua y f la relación de porosidad.

La resistividad de las formaciones y el agua que encierran se obtiene imprimiendo una corriente sobre electrodos insertados en el suelo y midiendo el potencial entre 2 puntos intermedios. Mooney y Wetzel (Universidad de Minesota – 1956) desarrollaron técnicas de ajuste de curvas, para interceptar los datos obtenidos mediante el arreglo de Werner.

Los levantamientos de resistividad eléctrica son sumamente útiles en la identificación de límites entre el agua dulce y la salada, así como en áreas donde la estratigrafía y propiedades de la formación son bien conocidas.



**Fig. 1.2 Identificación de estratos acuíferos mediante cateo geofísico, a) refracción sísmica y b) resistividad eléctrica**

**1.1.6 Hidrología Subterránea**

En el estudio de una fuente particular de aguas subterráneas, deben identificarse las áreas colectoras superficiales así como los conductos y depósitos subterráneos, y debe descubrirse el comportamiento hidrológico del sistema.

Las estimaciones del rendimiento seguro requieren la evaluación de los siguientes factores:

- a) Las cantidades de agua agregadas a la formación por infiltración de lluvia, fusión de hielo y nieve, y aguas superficiales;

- b) El volumen de agua almacenada dentro del sistema aislado, medida conforme a la porosidad, espesor y extensión del área del suelo o de la formación rocosa acuífera;
- c) La velocidad a la que se mueve el agua a través del suelo y puede ser extraída de él, la cual es una función de su permeabilidad y de los gradientes hidráulicos disponibles.
- d) La cantidad de agua perdida desde el suelo por evaporación y transpiración, por transminación del efluente hacia corrientes y otras masas superficiales de agua, por flujo de los manantiales y por rutas de escape subterráneas.

Al mismo tiempo el efecto del bombeo, u otros consumos inducidos del agua del suelo deberán ser tomados en consideración.

El consumo disturba el balance hidrológico e hidráulico natural, los niveles de agua disminuyen, las direcciones del movimiento cambian, puede reducirse el retorno natural de agua a la superficie ó a la atmósfera y puede aumentar la infiltración.

La ecuación hidrológica general; el equilibrio hidrológico se expresa en la siguiente ecuación:

$$\sum R = \sum D + \Delta S \quad \dots\dots\dots (1-1-3)$$

en donde  $\sum R$  denota los varios factores hidrológicos de recarga y  $\sum D$  los de descarga,  $\Delta S$  es el cambio asociado en volumen de almacenamiento. Más específicamente, la recarga está compuesta de:

- 1) Infiltración natural derivada de la lluvia y de la fusión de la nieve.
- 2) Infiltración de masas superficiales de agua.
- 3) Flujo subterráneo.
- 4) Fuga a través de las capas confinantes ó agua desplazada de ellas por compresión.
- 5) Agua derivada de las operaciones de difusión, carga y distribución del agua.

Inversamente, la descarga incluye:

- 1) Evaporación y transpiración.
- 2) Transminación de masas de agua.
- 3) Flujo subterráneo.
- 4) Fuerza. A través de capas confinantes ó absorbida por ellas mediante la reducción de la compresión.
- 5) Agua extraída a través de pozos y galerías o depósitos de infiltración.

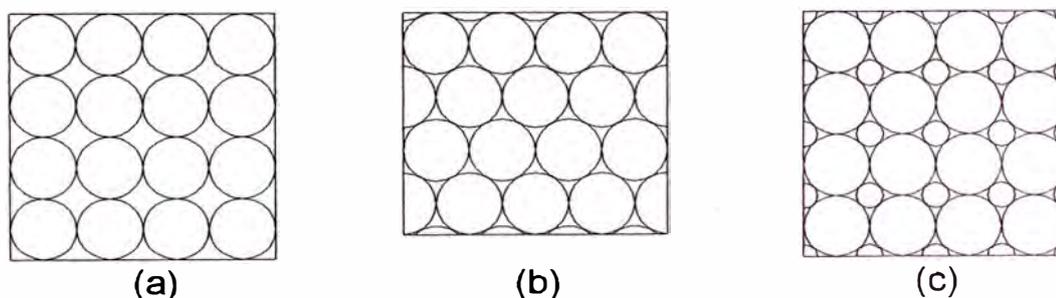
Recarga y descarga; cuando mayor parte del agua recibida por un acuífero se deriva de corrientes superficiales por infiltración, la reducción progresiva en flujo superficial a lo largo del cauce acuático es la medida principal de la recarga. La entrada de lluvia y la fusión de nieve son más

difíciles de determinar. Esto requiere un conocimiento de las pérdidas por evaporación y transpiración y del agua necesaria para satisfacer la exigencia de humedad del campo ó retención específica del suelo.

La cantidad de agua que entra al suelo por medio de las operaciones de difusión, carga, distribución y recirculación, generalmente se sujeta a registro o puede estar sujeta a él. La descarga de agua subterránea por transmisión sostiene el flujo de las corrientes en tiempo de secas y puede ser determinada por los cambios en el flujo de clima seco a lo largo del cauce de la corriente. La cantidad de agua extraída a través de obras subterráneas se lee en los registros de consumo. El flujo subterráneo y las fuerzas pueden recargar ó descargar un depósito, ó bien, llevar a cabo ambas cosas. La dificultad para evaluar el grado de trasmisión y el flujo subterráneo no disminuyen su importancia.

Almacenamiento; El volumen de agua dentro de una formación de roca o de suelo saturado es igual a su espacio de poros. Esto se generaliza en términos de la porosidad, ó relación  $f$  de los poros, vacío o volumen intersticial al volumen total de la roca ó del suelo. La relación de huecos ó relación del volumen de los poros al volumen de sólido,  $e = \frac{f}{(1-f)}$ , es también un concepto útil en hidráulica de aguas subterráneas y en mecánica de suelos.

Como se mostrará en la siguiente figura 1.3, existen 2 arreglos límite ó empaques de las partículas esféricas de  $\phi$  uniforme en contacto uno con la otra, el ortogonal, ó cúbico y el rómbico o romboidal.



**Fig.1.3 Efecto del arreglo y variación en tamaño de los granos sobre la porosidad.**

**a) Empaque ortogonal; porosidad=47.64%. b) Empaque rómbico; porosidad=25.95%.**

**c) Dos tamaños, ortogonal; porosidad=43.92%.**

El limo recientemente depositado puede tener una porosidad muy alta (hasta 80%.) Una porosidad común de las áreas y gravas naturales supone el 40%. El valor para areniscas es más cercano al 20%. Sin embargo la porosidad es una cualidad estática de las rocas y suelos. No es así, en sí misma, una medida de la permeabilidad. Estas son cualidades dinámicas que carecen de significado en ausencia de flujo.

No toda el agua almacenada en una formación geológica puede ser extraída por las operaciones normales de Ingeniería. Acordemente, existe una diferencia entre almacenamiento total y

almacenamiento útil. La cantidad que drenará al exterior por gravedad es llamada rendimiento específico; su parte opuesta es la retención específica. Los rendimientos específicos varían desde cero para arcillas plásticas hasta 30% ó más para arenas y gravas uniformes. La mayoría de los acuíferos tienen rendimientos específicos de 10 al 20%.

Si el inventario hidrológico se inicia y termina a los mismos valores de almacenamiento de aguas subterráneas, no es necesario identificar los rendimientos específicos.

La presión de los inventarios anuales mejora conforme se obtienen los mismos datos para el almacenamiento de año a año.

Los cambios en almacenamiento están basados sobre los niveles de agua registrados en pozos de observación. Los volúmenes se calculan a partir de los contornos del nivel freático o de la superficie piezométrica.

La variación en el almacenamiento de un depósito artesiano es generalmente pequeña. Algunas veces se expresa como coeficiente de almacenamiento o relación del volumen del agua desprendida del acuífero a través de una unidad de área de su base cuando su superficie piezométrica del depósito disminuye en una unidad de altura. El rango de valores se encuentra entre  $5 \times 10^{-5}$  y  $5 \times 10^{-3}$ . Junto con la transmisión a través de las acuiclusas, los volúmenes relativos son pequeños, pero las magnitudes absolutas asociadas pueden ser apreciables cuando las áreas y diferencias de presión son grandes. Los coeficientes de almacenamiento y los rendimientos específicos llegan a ser sustancialmente idénticos cuando las condiciones del agua subterránea son libres.

El almacenamiento de la tierra es relativamente grande y puede incurrirse en déficits durante muchos años. Finalmente, sin embargo, éstos deben ser compensados mediante recarga, si se desea que el abastecimiento no se agote.

### **1.1.7 Hidráulica de las Aguas Subterráneas**

El agua que se infiltra hacia el suelo pasa hacia abajo dentro de la zona de saturación antes de moverse lateralmente en la dirección de mayor pendiente del nivel freático ó superficie piezométrica. Esta pendiente es el gradiente hidráulico del flujo subterráneo.

Como el gradiente hidráulico de canales abiertos y tubos, es una medida de la resistencia por fricción al flujo, la energía perdida es disipada como calor. Debido a que la recarga, descarga y almacenamiento fluctúan, el flujo es tanto inestable como variable y el gradiente hidráulico no es estacionario.

Durante la reposición el nivel freático asciende, el gradiente se hace más pronunciado y el flujo aumenta. Durante los periodos secos, acontece lo opuesto. Ordinariamente, la línea de grado

hidráulico se indica en dirección de la superficie del suelo pero el grado de la pendiente no es necesariamente el mismo.

El flujo puede ser libre, como en un canal abierto, o confinado como en un tubo. El flujo puede ser laminar, cuando los poros o resquicios y las velocidades asociadas ó números de Reynolds son bajos. El flujo puede ser turbulento cuando las grietas ó pasajes de solución y las velocidades asociadas ó números de Reynolds son altos.

Un acuífero que ofrece escasa resistencia al flujo es llamado permeable; inversamente, uno que ofrece mucha resistencia, es llamado impermeable. La naturaleza del sistema de poros, más que su volumen relativo, determina la resistencia al flujo a velocidades dadas. Permeabilidad y porosidad no son términos sinónimos. Por ejemplo, arcillas con porosidad de 50% son bastante impermeables; areniscas con porosidades del 15% ó menos son bastante permeables. En la naturaleza, la velocidad del movimiento de aguas subterráneas y la pendiente del nivel freático o superficie piezométrica, no son grandes. En acuíferos de alto rendimiento, se encuentran asociadas velocidades de 1.52 a 18.2 m por día con gradientes hidráulicos, de 3.048 a 6.1 m por 1.609 Km. El flujo subterráneo a través de depósitos de grava puede viajar varios cientos de pies por día, pero también puede ser económicamente útiles flujos de unos cuantos pies por año.

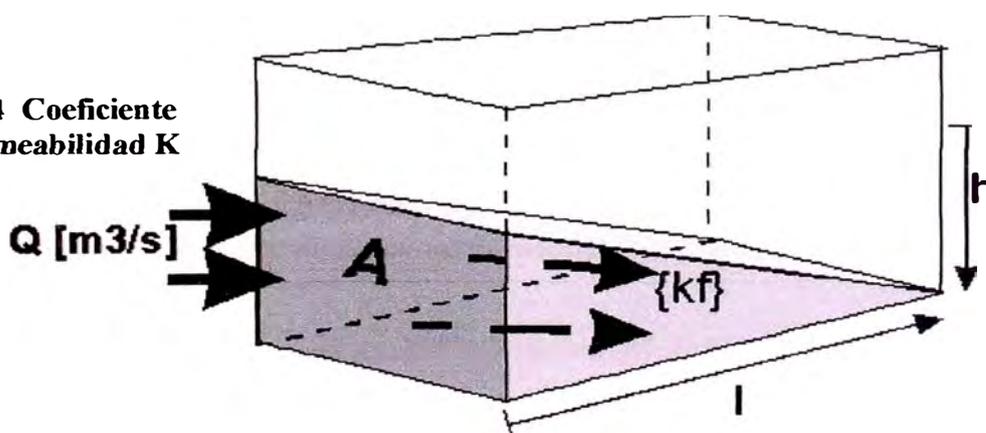
## 1.2 TEORIA DE POZOS

### 1.2.1 Ley de Darcy.

Aún cuando Hagen y Poiseville fueron los primeros en sostener que la velocidad de flujo de agua y otros líquidos a través de tubos capilares es proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico, el crédito de la verificación es esta observación y de su aplicación al flujo de agua a través del suelo o mas específicamente, de su filtración a través de arena, debe reconocerse a Darcy. La relación, conocida como ley de Darcy, puede escribirse:

$$v = K.i \quad (1-1-4)$$

Fig. 1.4 Coeficiente de permeabilidad K



en donde  $v$  no es la velocidad real en el poro, sino la velocidad en la cara o aproximación, es decir, la cantidad de agua fluyendo a través de una área unitaria de sección transversal bruta;  $i$  es la gradiente, ó pérdida de carga por unidad de longitud en la dirección del flujo; y  $K$  es el coeficiente de permeabilidad (conductividad hidráulica) ó constante de proporcionalidad para agua a una temperatura dada fluyendo a través de un material dado. Debido a que  $i$  es una relación adimensional,  $K$  tiene las dimensiones de velocidad y es de hecho la velocidad del flujo asociado con una gradiente hidráulica igual a la unidad. Debido a que el valor de  $K$  varía inversamente con la viscosidad cinemática  $\nu$  de líquido que fluye, las mediciones de  $K$  se refieren, generalmente, a una temperatura standard del agua de 60°F ó 10°C.

La relación de la viscosidad de la temperatura standard a la temperatura observada es el factor de corrección necesario, ó  $\frac{K_1}{K_2} = \frac{\nu_2}{\nu_1}$  ..... (1-1-5)

El límite superior de la Ley de Darcy se encuentra a un número de Reynolds de 1 a 10. Ahí las fuerzas de inercia se vuelven importantes sin embargo, no existe turbulencia por debajo de números de Reynolds de 60 a 700. Estos se alcanza generalmente cuando el agua se aproxima a las rejillas de los pozos en suelos arenosos, de grano grueso. No se ha observado límite inferior, aun a gradientes hidráulicos desvanecientes pequeños, de unas cuantas pulgadas por una milla, por ejemplo.

La magnitud de  $K$  se expresa en varias unidades, dependiendo de los intereses del investigador y del sistema de mediciones empleado.

El U.S. Geological Survey ha escogido como su coeficiente standard de permeabilidad el flujo de agua en **gpd a 60°F** a través de un área de sección transversal de 1 pie<sup>2</sup> bajo un gradiente unitario. Se han observado valores de  $2 \times 10^{-4}$  a  $10^{-5}$ , pero los coeficientes de la mayoría de los buenos acuíferos se encuentran entre  $10$  y  $5 \times 10^3$ . El coeficiente de permeabilidad del campo relaciona al flujo a la temperatura ambiente del agua, a una sección transversal con área de 1.609 Km. de anchura y 0.3048 m de espesor y a un gradiente hidráulico 0.3048 m x 1.609 Km. Los 2 coeficientes son los mismos a una temperatura del agua subterránea de 16°C.

El coeficiente de transmisibilidad se obtiene multiplicando el coeficiente standard de permeabilidad por la altura saturada o espesor del acuífero en pies.

En la siguiente figura se sistematiza las magnitudes del coeficiente de permeabilidad en varias clases de suelos.

Solamente para depósitos granulares pueden basarse los cálculos en características mensurables de los granos del suelo y del agua.

**Tabla 1.2 Magnitud del coeficiente de permeabilidad para diferentes clases de suelos.**

Coeficiente de permeabilidad, cm/seg a gradiente hidráulico unitario

$10^2$	$10$	$1$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
Grava limpia	Arenas limpias; mezclas de arenas y gravas limpias				Arenas muy finas; barros; mezclas de arena, barro y arcilla; terrenos de origen glacial; arcillas estratificadas; etc.			Arcillas no expuestas a la intemperie		Naturaleza de los suelos	
Acuíferos buenos					Acuíferos pobres			Impermeables		Característ. del flujo	
Buen drenado						Drenaje pobre		No drenantes		Característ. de retención	
Partes permeables de presas y diques						Partes impermeables de presas y diques			Se usan en presas y diques		
$10^6$	$10^5$	$10^4$	$10^3$	$10^2$	$10$	$1$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	

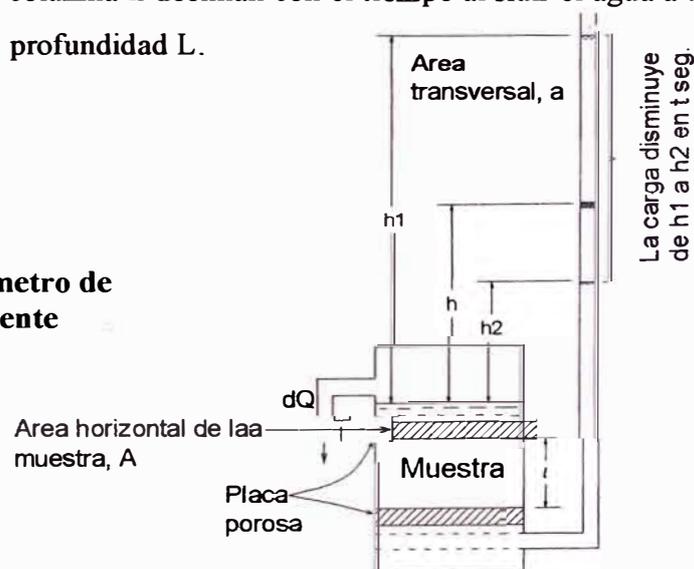
Coeficiente estándar de permeabilidad, gpd/pie<sup>2</sup> al gradiente de 1 pie por pie

**Fuente: Libro de Mecánica de suelos, Tomo III, J. Badillo, recopilación de A. Casagrande**

**1.2.2 Medición de la Permeabilidad.**

La permeabilidad del suelo puede medirse en el laboratorio ó en el campo. Las determinaciones de laboratorio son precisas, pero no necesariamente representativas de las condiciones actuales. Las muestras para prueba son relativamente pequeñas, y su empaque natural se disturba fácilmente. Se deduce que los resultados observados son útiles solamente cuando la textura verdadera del acuífero se obtiene con precisión mediante la colección de muestras no disturbadas y cuando el acuífero es homogéneo a lo largo de todo el campo de colección. Si el acuífero contiene capas alternadas de materiales permeables e impermeables, ó lentes de diferente permeabilidad, los datos encontrados en el laboratorio carecerán de significado.

Los instrumentos de laboratorio incluyen el permeámetro de columna descendente, mostrado en la figura 1.5. El gasto Q y la columna h declinan con el tiempo al fluir el agua a través de una muestra de sección transversal A y profundidad L.



**Fig. 1.5 Permeámetro de columna descendente**

Para las columnas  $h_1$  y  $h_2$ , al principio y al final de un intervalo  $t$ , y para un área de la sección transversal  $a$  del tubo vertical, la ecuación diferencial para la relación de flujo  $dQ$  bajo una columna  $h$  en el tiempo  $dt$  es:

$$dQ = -\frac{a \cdot dh}{dt} = K \cdot \frac{h}{l} \cdot A \cdot \frac{v_o}{v} \quad \dots\dots\dots (1-1-6)$$

en donde  $v$  y  $v_o$  son las viscosidades cinemáticas a las temperaturas observada y de referencia, respectivamente.

Por transformación e integración,

$$\int_0^t dt = \left( \frac{a \cdot l}{K \cdot A} \right) \cdot \frac{v}{v_o} \cdot \int_{h_1}^{h_2} -\frac{dh}{h} \quad \dots\dots\dots (1-1-7) \quad \text{ó} \quad t = \frac{a \cdot l}{K \cdot A} \cdot \frac{v}{v_o} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad \dots\dots\dots (1-1-8)$$

de donde: 
$$K = \frac{a \cdot l}{t \cdot A} \cdot \frac{v}{v_o} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad \dots\dots\dots (1-1-9)$$

Las determinaciones de permeabilidad en el campo generalmente se hacen en una de estas dos formas:

- a) Midiendo el gradiente hidráulico y la velocidad de movimiento del agua en el suelo.
- b) Observando la descarga y abatimientos de los pozos bombeados.

La velocidad observada es la relación verdadera promedio de movimiento a través de los intersticios del acuífero. Debido a que no todos los intersticios conducen agua, la velocidad insterticial promedio  $v_f$  se convierte en  $\frac{v}{k_f \cdot f}$ , en donde  $k_f$  es la proporción de espacio efectivo de poros.

De donde resulta que la porosidad efectiva se encuentra en algún lugar intermedio entre la porosidad bruta y el rendimiento específico. Su determinación no ha recibido una atención proporcional a su importancia.

Sobre la base de porosidad efectiva, velocidad efectiva, y gradiente hidráulico,

$$K = \frac{k_f \cdot f \cdot v_f}{s} \left( \frac{v}{v_o} \right) \quad \dots\dots\dots (1-1-10)$$

La velocidad efectiva o velocidad promedio verdadera del agua subterránea se mide en el campo anotando el tiempo requerido para que una sal, colorante o trazador radioactivo se desplace a la distancia que haya entre un pozo de inyección y un pozo de observación situado en la dirección del movimiento de agua. El tiempo de llegada se determina eléctricamente o por titulación, cuando se inyectan soluciones de sales, mediante observación visual ó colorimetría, cuando se agregan colorantes y por un contador ú oscilador Geiger, cuando se introducen trazadores Geiger al flujo.

La distancia entre los pozos partida por el tiempo requerido para que la mitad de la sustancia agregada sea recuperada, es la velocidad efectiva ó media. La polución del agua subterránea puede ser trazada en la misma forma. La uranina, una sal de sodio de fluoresceína es un colorante especialmente útil porque permanece visible en disoluciones de 1: (14x10<sup>7</sup>) sin fluoroscopio y 1: (10<sup>10</sup>) con él.

Los trazadores radioactivos deben ser de vida corta, pero inafectados en alguna otra forma por el suelo a través del que pasan. El tritio (hidrógeno 3) constituye un buen ejemplo. Las soluciones salinas no deben ser tan fuertes como para cambiar las propiedades físicas del agua subterránea.

### 1.2.3 Ascenso Capilar

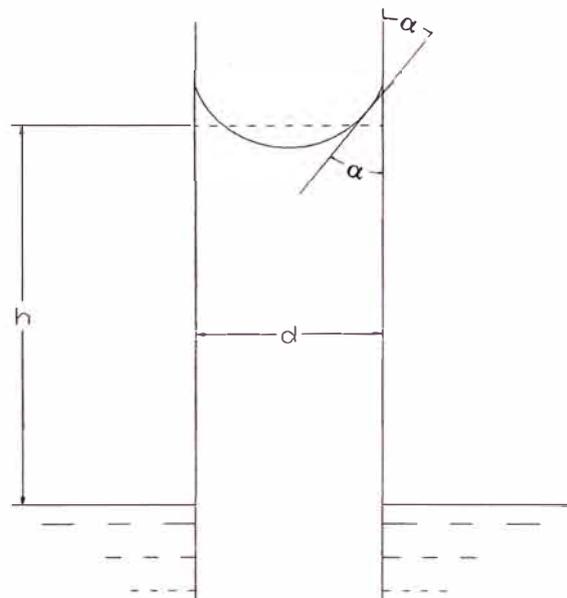
El agua es mantenida sobre el nivel freático verdadero por acción capilar y forma una franja capilar. Si los intersticios son pequeños, la cantidad de agua en esta capa de suelo parcialmente saturada puede ser significativamente grande.

La tensión superficial, ó cohesión intermolecular, determina la altura a que el agua ascenderá en los canales capilares de los suelos de grano fino y rocas porosas. Como se muestra en la figura, la elevación capilar  $h$  de agua de peso específico  $\gamma$  en contacto con aire de peso específico  $\gamma_a$  en un tubo de diámetro “ $d$ ”, establece un peso de agua  $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 (\gamma - \gamma_a) h$ , que debe ser soportado por una fuerza producida por tensión superficial ó del agua, ejercida a lo largo de la línea de contacto de la superficie del agua con el tubo y formando con ángulo de contacto  $\alpha$  con sus paredes verticales. La magnitud de esta fuerza soportante es  $\pi \cdot d \cdot \sigma \cdot \cos(\alpha)$

Igualando el peso del agua a la fuerza soportante y despejando la elevación capilar.

$$h = \frac{4 \cdot \sigma \cdot \cos(\alpha)}{d \cdot (\gamma - \gamma_a)} \dots\dots\dots (1-1-11)$$

**Fig. 1.6 , Elevación capilar de un líquido en un tubo.**



Para una interface aire-agua, un ángulo de contacto de cero grados, que se obtiene en un tubo de vidrio que ha sido limpiado y humedecido, y  $\sigma$  en dinas x centímetro, siendo  $\gamma$  y  $\gamma_a$  iguales a  $\rho \cdot g$  y  $\rho_a \cdot g$ , respectivamente.

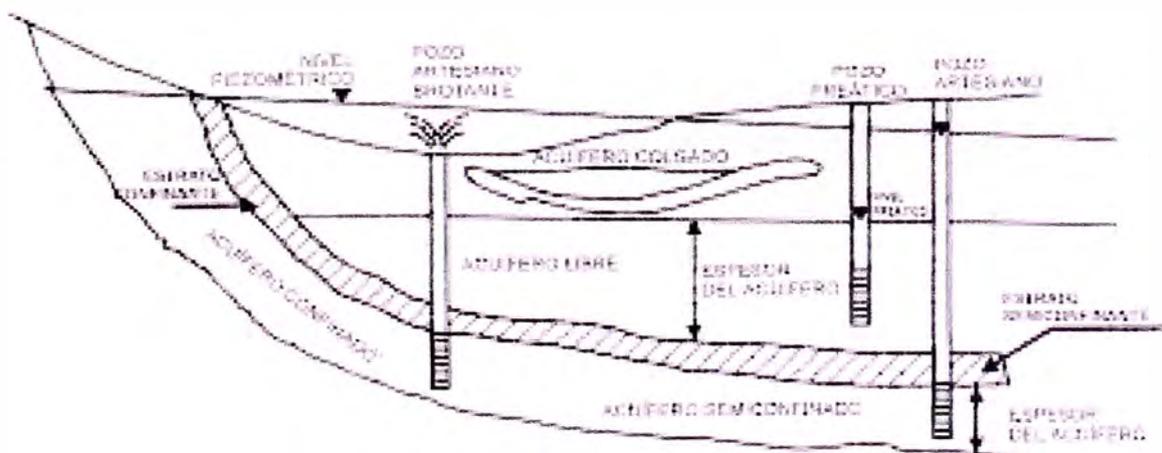
$$h = \frac{4 \cdot \sigma}{g \cdot d \cdot (\rho - \rho_a)} \quad \dots\dots\dots (1-1-12)$$

#### 1.2.4 Flujo en Pozos.

Es sabido que las masas de agua que se encuentran en el subsuelo constituyen una fuente de aprovechamiento impresionante. Las manantiales, en que esa agua brota espontáneamente, constituyen el aprovechamiento más obvio y seguramente más antiguo, pero muy sobrado de recursos hidráulicos tendría que estar un país a cuyos técnicos no se les ocurriera ir a buscar agua subterránea en forma artificial; esto se logra por medio de estructuras que genéricamente reciben el nombre de pozos de bombeo.

Los pozos de bombeo no sólo se utilizan para obtención de agua para fines agrícolas, industriales o de consumo doméstico, sino que sirven para muchos otros usos, tales como drenaje y control de subpresiones bajo presas, lucha contra invasión de masas de agua salada (por ejemplo procedente del mar) en cuencas subterráneas en explotación, drenaje de tierras para fines agrícolas, recargue de cuencas subterráneas, etc.

Puede haber diferentes tipos de acuíferos y a continuación se discuten algunos de los más importantes en relación con la figura 1.7.



**Figura 1.7 Tipos de Acuíferos**

Si no existe una capa impermeable entre el acuífero y la superficie del suelo, el acuífero se llama **no confinado, libre o freático**; la superficie libre del agua o nivel freático, en este tipo de acuíferos está en equilibrio con la presión atmosférica. Un acuífero entre estratos de suelo de baja permeabilidad o totalmente impermeable, se conoce como acuífero **confinado, artesiano o brotante**, y comúnmente la presión del agua entre ambos estratos es superior a la presión atmosférica. Otro tipo de acuífero, con características similares a los acuíferos libres, es el **acuífero colgado**: depósito que se encuentra sobre un estrato impermeable o semipermeable cercano a la superficie, siendo su reserva de agua de una menor magnitud.

Los estratos que sirven de frontera a los acuíferos, sean artesianos o libres, son raramente impermeables por completo; es común que a través de ellos se establezca algún tipo de flujo. Los acuíferos se llaman filtrantes si el agua que se pierde o gana a través de sus fronteras representa un volumen apreciable; en caso contrario se llaman no filtrantes.

El flujo del agua hacia un pozo puede idealizarse como un flujo tridimensional con simetría axial (siendo el eje del pozo el eje de simetría) de un flujo homogéneo a través de un medio poroso.

Al construir un pozo y comenzar a bombear agua de él con un gasto constante, el nivel del agua se empieza a abatir y se produce un flujo de la masa de agua que rodea al pozo hacia éste; conforme el tiempo pasa el nivel sigue bajando y el flujo hacia el pozo se modifica. Eventualmente puede llegarse a una estabilización del nivel del agua en el pozo y del flujo del agua hacia el mismo en la zona circunvecina; cuando esto se ha logrado se ha establecido el flujo, que hasta ese momento era no establecido o transitorio, como suele llamársele quizá con mayor frecuencia en la literatura especializada en pozos de bombeo.

### 1.2.5 Modelos de Flujos y Redes.

La continuidad de flujo requiere que para un elemento dado de tiempo el volumen de agua entrante a una masa elemental de suelo desde una o más direcciones, debe igualar al volumen de agua que sale en una o más direcciones, siempre que no haya cambio en la masa o en su espacio hueco. Para flujo bidimensional (fig 1.7), la ecuación formulando esta proposición es:

$$v_x dy + v_y dx = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx \quad \dots\dots\dots (1-1-13)$$

de donde 
$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-1-14)$$

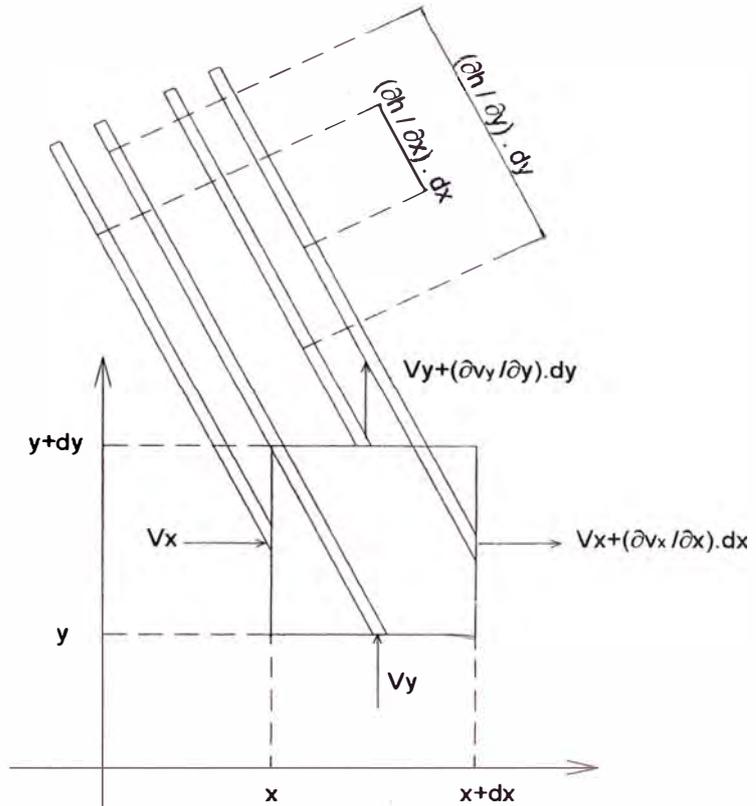
Para el caso tridimensional, por consiguiente,

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-1-15)$$

De acuerdo con la Ley de Darcy, además,  $v_x = K \cdot (\partial h / \partial x)$  ,  $v_y = K \cdot (\partial h / \partial y)$  ,  $v_z = K \cdot (\partial h / \partial z)$  ,  
 y se concluye que

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (1-1-16)$$

Esta es la ecuación diferencial de Laplace para flujo estable de agua a través de un medio homogéneo isotrópico.



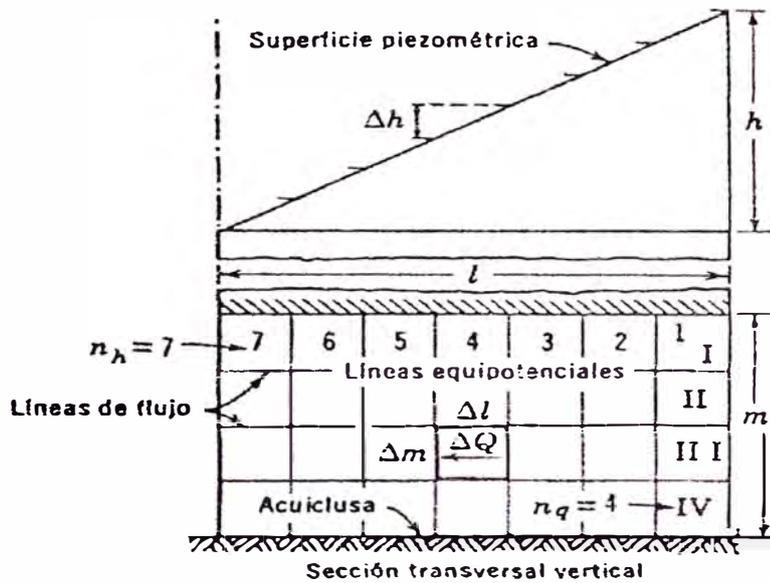
**Fig. 1.8 Flujo bidimensional en materiales isotrópicos**

Para flujo unidireccional , todos los términos en la serie, con excepción de uno, desaparecen y  $d^2h / dx^2 = 0$ . Si x mide la longitud de la trayectoria en la dirección de flujo ,  $d^2h / dx^2$  se convierte en la derivada de la ecuación de Darcy ,  $dh / dx = v / K$ , donde v es constante e independiente de x. El modelo de flujo unidireccional a través de un acuífero confinado, mostrado en la fig 1.8, es un ejemplo. Para una anchura unitaria de espesor m,  $dh / dx = Q / (Km)$  y la columna disminuye uniformemente a la relación de  $v/K$  o  $Q/(Km)$ .

Si en cualquier sección vertical del acuífero las líneas de flujo (en la dirección de flujo) se encuentran espaciadas en forma tal que la cantidad  $\Delta Q$  abarcada por trayectorias adyacentes distantes  $\Delta m$  entre sí es la misma, y la columna perdida en la distancia  $\Delta l$  a lo largo de la línea de flujo es  $\Delta h$ ,

$$\frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{\Delta Q}{K \cdot \Delta m} \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta Q}{\Delta h} = K \frac{\Delta m}{\Delta l} \quad \dots\dots\dots (1-1-17)$$

Sí  $\Delta Q$  y  $\Delta h$  van a ser iguales, la relación  $\Delta m / \Delta l$  debe ser constante, siempre que el valor de  $K$  no cambie. Todos los rectángulos deben entonces ser idénticos en tamaño y forma. En el caso especial de flujo uniforme,  $\Delta m$  y  $\Delta l$  pueden hacerse iguales por conveniencia. Las líneas componentes de la red de flujo resultante limitan cuadrados de igual tamaño. El caso unidireccional explica el principio fundamental de la red de flujo, primeramente explorada por Forchheimer.



**Figura 1.9 Red de Flujo idealizado para flujo paralelo confinado**

La red de flujo, para la que  $\Delta Q$  y  $\Delta h$  son constantes, a lo largo de todo el campo de movimiento, puede ser analizada adicionalmente en la siguiente forma.

Si existen  $n_q$  trayectorias de flujo, el flujo total es  $Q = n_q \Delta Q$ . Si hay  $n_h$  caídas equipotenciales, la caída total de potencial es  $h = n_h \Delta h$  y  $\Delta h = h / n_h$ .

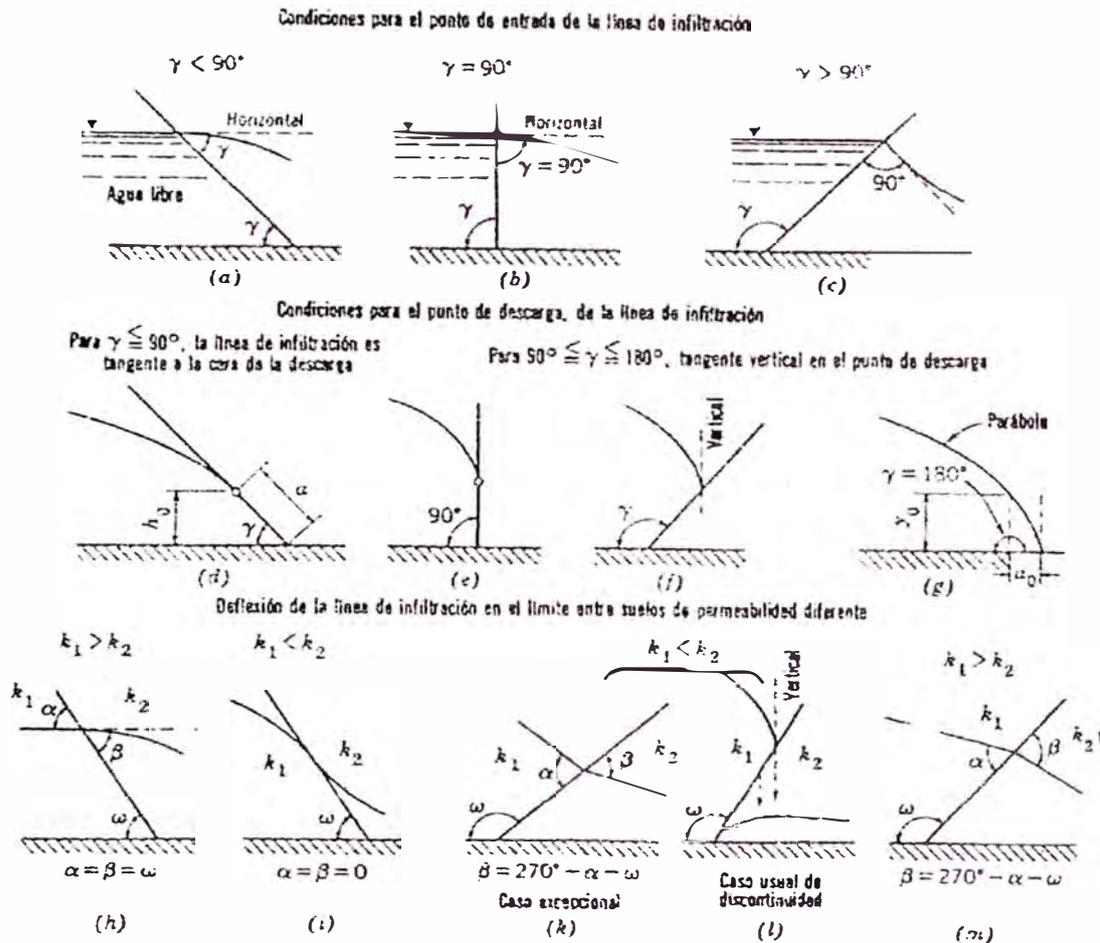
De donde, de acuerdo con la Ley de Darcy,  $v = K \cdot \Delta h / \Delta l$  y  $Q = \Delta m \cdot K \cdot (\Delta h / \Delta l)$ , ó

$$Q = K h \left( \frac{n_q}{n_h} \right) \left( \frac{\Delta m}{\Delta l} \right) \dots\dots\dots (1-1-18)$$

En el caso general de flujo bidimensional, el tercer término en la ecuación (1-1-16) desaparece, y la ecuación describe a dos familias de curvas que se intersectan en ángulos rectos. Las propiedades geométricas de estas curvas permiten una solución gráfica para casi todos los problemas dimensionales de trasmisión. Se aplica la ecuación (1-1-18), pero la velocidad  $v = \Delta Q / \Delta m$  no es constante, y  $\Delta l$  cambia en proporción a  $\Delta m$  para un valor constante de  $\Delta h = h / n_h$ . Los bloques de la red de flujo ya no son iguales, pero hay sólidos ortogonales similares en dos dimensiones e iguales en la tercera. La conformación de la red a la ecuación (1-1-18) requiera que exista una sola

relación  $n_q / n_h$ . Si se hubiese supuesto el doble de caídas de potencial en la figura 1.9, por ejemplo, el número de trayectorias radiales de flujo tendría que haberse duplicado.

**Figura 1.10 Condiciones de entrada, descarga y transferencia de líneas de flujo. ( De A. Casagrande )**



Las condiciones de entrada, descarga y transferencia que gobiernan la línea de trasminación, o línea de flujo más alta, han sido descritas por Casagrande y se ilustran en la figura 1.10. Las condiciones límites deben superponerse a los requerimientos generales establecidos por Forchheimer, si es que la red de flujo va a conformarse a las condiciones que se obtienen en realidad.

La modelización matemática de flujo de agua subterránea puede representar una importante herramienta para el diseño de sistemas de remediación basados en la extracción y tratamiento de aguas subterráneas.

Un modelo científico es una herramienta que reproduce el funcionamiento de un sistema natural, y cuyo objetivo es el estudio y el análisis del mismo bajo diferentes condiciones.

Permite asimismo obtener una visión de conjunto de los procesos naturales que en él pueden actuar, y analizar la incidencia de cada uno de los factores o variables presentes, pudiendo predecir su comportamiento y respuesta cuando es sometido a unas situaciones de estrés determinadas.

En definitiva, un modelo es una reproducción simulada de un sistema en el que se idealizan y se simplifican en mayor o menor medida las condiciones y los procesos más importantes que ocurren en el lugar de interés. Ello tiene una gran utilidad, ya que si se tiene una reproducción simplificada del sistema, se puede experimentar con él, prediciendo su comportamiento ante posibles cambios o actuaciones que sobre él se realicen o produzcan.

Desde el punto de vista de la aplicación de la modelización para sistemas hidrogeológicos, existen diferentes tipos de modelos, así como diferentes soportes sobre los que simular los procesos naturales objetos de estudio:

- Modelos físicos: reproducción a escala de un fenómeno natural. (ej. modelos de tanques de arena y agua para la simulación de corrientes de flujo). El problema que presentan es que el comportamiento de los materiales utilizados, así como su escala, no reflejan en muchos casos el comportamiento natural real.
- Modelos analógicos: se valen de leyes físicas parecidas a las que rigen el comportamiento del sistema para caracterizar y/o interpretar el fenómeno natural (ej. modelos de membrana elástica, en la que la forma de una membrana elástica tensada se deforma exactamente igual que un cono de bombeo de agua, por lo que su ecuación coincide con la ecuación de dicho cono de bombeo). Se basan en fórmulas simples, no admiten heterogeneidades y ofrecen una solución exacta en el punto de cálculo. Actualmente no se utilizan.
- Modelos digitalizados o numéricos: Requieren una discretización espacial y temporal y soportan heterogeneidades. Resuelven la ecuación diferencial de la continuidad mediante matrices en cada una de las unidades (celdas) en la que se ha discretizado el sistema a simular. Son los más utilizados en hidrogeología e investigación y gestión de acuíferos contaminados. Pueden ser utilizados para simular diferentes procesos:
  - a) Modelos de flujo: son los modelos hidrogeológicos clásicos, que informan acerca de la distribución del potencial hidráulico en el espacio y en el tiempo para cada una de las celdas definidas en el modelo (ej. Cálculo de radios de influencia de los conos de bombeo de un campo de extracción)
  - b) Modelos de transporte de masa: se basan en el sistema de flujo definido anteriormente, y permiten calcular la concentración y establecer la evolución de una determinada especie química en el espacio y en el tiempo (ej. evolución de una pluma de contaminante provocada por la rotura de un tanque subterráneo).

- c) Modelos de transporte de calor: a partir del modelo de flujo establecido, permite obtener la evolución de las temperaturas (intercambio de calor) de cada una de las unidades discretizadas del sistema en el espacio y en el tiempo. Su aplicación en hidrogeología es más limitada, no así en el campo de la geotermia o el aprovechamiento del gradiente geotérmico terrestre y de sistemas hidrotermales para el aprovechamiento energético.

En los modelos digitales o numéricos, existen dos aproximaciones o métodos básicos mediante los cuales puede resolverse la ecuación de la continuidad:

- Modelos de resolución mediante diferencias finitas.
- Modelos de resolución mediante elementos finitos.

Para la construcción de un modelo matemático de flujo en agua subterránea que pueda ser aplicado con éxito al diseño y ejecución de una remediación del acuífero han de completarse una serie de etapas. En primer lugar hay que definir los objetivos a alcanzar, que serán en última instancia la simulación de los flujos de agua subterránea y/o los procesos de transporte de contaminantes en las mismas, para más tarde someter al sistema natural simulado a un estrés determinado (bombeos, inyecciones, barreras hidráulicas o físicas, etc) y predecir el resultado, obteniendo mediante la consideración de las diferentes opciones disponibles una solución óptima desde el punto de vista de la efectividad de la descontaminación y de la viabilidad económica de la misma.

Como un segundo paso está la obtención de datos para la construcción más fiable del modelo. De tal manera, debe obtenerse una visión tridimensional de la zona de estudio, caracterizando espacio-temporalmente y en la medida de lo posible, los parámetros geológicos, hidrogeológicos e hidrodinámicos del subsuelo: forma, distribución y extensión de las unidades geo-hidrogeológicas y propiedades de las mismas, tales como la permeabilidad, transmisividad, coeficientes de almacenamiento, porosidades efectivas, elevaciones del agua subterránea, direcciones de flujo subterránea, dispersividad, etc.. Se deben obtener, asimismo, datos referentes a los factores extrínsecos al sistema, tales como precipitación e infiltración, presencia y características de las masas superficiales de agua

(ríos, lagos, recargas naturales y/o artificiales), tasas de evapotranspiración, etc.

Hay que destacar que en la mayoría de los casos la etapa de adquisición de datos puede consumir la mayor parte de los recursos disponibles, tanto desde el punto de vista temporal como desde el económico. La adquisición de dichos datos se realiza normalmente durante la fase de investigación y caracterización del acuífero contaminado, y en la que se procederá a la realización de una

campana de perforación e instalación de piezómetros de control, toma de muestras de suelo y agua subterránea, realización de ensayos hidrogeológicos y de bombeo, ensayos con trazadores, análisis químicos detallados de suelos y aguas, etc. Es muy importante tener en cuenta que un modelo será tanto más perfecto cuanto mejores y más numerosos sean los datos de partida disponibles.

Una vez se ha caracterizado el sistema a modelizar se procede a la construcción de un modelo conceptual que simplifique las características del mismo, para así pasar del modelo conceptual a un modelo matemático, en el que todos los parámetros se encuentren discretizados mediante un mallado tridimensional que estructure el sistema en celdas, cada una de ellas con sus características definidas (potencial hidráulico, permeabilidad, concentración, etc.). Hay que definir unas condiciones de contorno que delimiten el sistema (presencia de bordes de recarga constante como ríos o lagos, bordes impermeables, etc), tras lo cual se procede a la ejecución, calibrar (cualitativa y cuantitativamente) y validar el modelo mediante iteraciones y modificación de variables para finalmente obtener un resultado acorde con los datos de campo actuales e históricos disponibles. Una vez construido y validado el modelo se pueden simular los efectos de diferentes situaciones de estrés, tales como el sometimiento del acuífero a extracciones de agua (bombeos) mediante campos de pozos, implantación de barreras hidráulicas o físicas, drenajes, etcétera.

### **1.2.6 Análisis numéricos y modelos analógicos.**

Los análisis numéricos, modelos físicos y analógicos, se emplean extensamente en el estudio de los modelos de flujo en depósitos de agua subterránea y alrededor de los modelos de flujo en depósitos de agua subterránea y alrededor de los campos de pozos. Los métodos de análisis están basados sobre los métodos de iteración ó relajamiento, usando diferencias finitas ó elementos finitos.

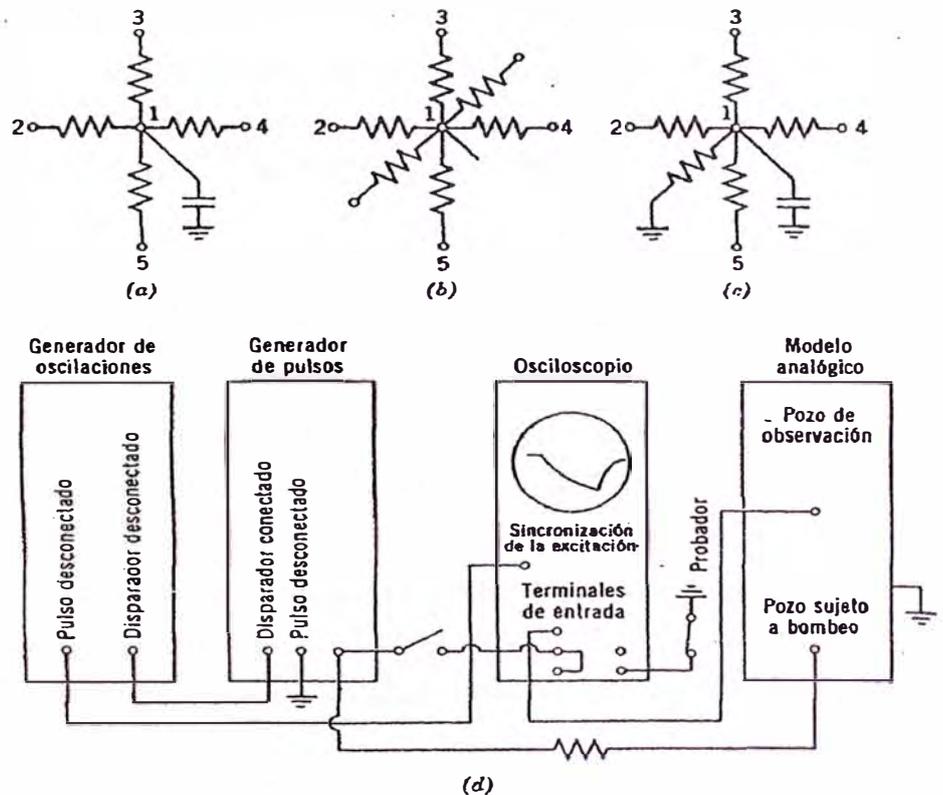
Se han empleado una variedad de modelos y su idealización proviene al tratar de hacer el mejor análisis matemático para comprender los problemas.

En el modelo de arena, los colorantes trazan trayectorias de líneas de corriente sobre placas transparentes y los piezómetros miden el potencial de presión. Pueden estudiarse tanto el flujo tridimensional como el inestable. Los modelos para flujo viscoso consisten en placas transparentes paralelas, suficientemente cercanas para mantener un flujo laminar. Los flujos inestables con límites irregulares y permeabilidades no uniformes pueden investigarse, pero únicamente para flujos bidimensionales. Los modelos de esta clase fueron desarrollados por Hele-Shaw. Las formas más simples de modelos eléctricos son convenientes únicamente para estudiar situaciones bidimensionales estables. Los modelos eléctricos más elaborados, llamados electrónicos ó analógicos pueden ser útiles en la investigación de flujo inestable, ya sea bi ó tridimensional. Si las

variaciones en los coeficientes de permeabilidad y almacenamiento son conocidas, pueden simularse.

Los análogos para sistemas de aguas subterráneas se construyen con resistores y capacitores arreglados en redes bi o tridimensionales. Si el tamaño de la malla de la red es pequeño en comparación con la extensión en el área del acuífero, la respuesta de la red a la excitación simulará la respuesta del acuífero.

En la figura 15 se muestran las conexiones en las uniones, donde el arreglo a) es para una red bidimensional, b) para una red tridimensional, y c) para flujo bidimensional en un acuífero con un lecho confinante en el que hay fugas, representadas por un resistor conectado a tierra. La figura 1.11\_d muestra el equipo de excitación y de lectura.



**Figura 1.11**  
Elementos de un modelo analógico del flujo de aguas subterráneas

La forma para diferencia finita de un flujo laminar bidimensional puede escribirse:

$$T = \left( \sum_2^5 h_i - 4h_1 \right) = L^2 S \frac{\partial h}{\partial t} \dots\dots\dots (1-1-19)$$

en donde T y S respectivamente son respectivamente el coeficiente de transmisibilidad y el de almacenamiento,  $h_i$  es la columna o potencial en las puntas, representadas por las uniones 2, 3, 4 y 5 en la figura 1.10\_a, y L es la distancia entre los puntos así representados y la unión (1) en

cuestión. Los potenciales eléctricos en la vecindad de una unión están representados por la ecuación análoga:

$$\frac{1}{R} = \left( \sum_2^5 E_i - 4E_1 \right) = C \frac{\partial E}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (1-1-20)$$

en donde R es la resistencia, C es la capacitancia y E el potencial eléctrico.

Cuatro relaciones de medidas conectan las unidades de los sistemas eléctricos e hidráulicos:  $V = K_1 \cdot H$ , galones y culombios;  $h = K_2 \cdot E$ , pies y voltios;  $Q = K_3 \cdot I$ , gpd y amperios; y  $td = K_4 \cdot ts$ , días y segundos.

El aparato de excitación –respuesta, consiste en generadores de ondas y pulsos y un osciloscopio, se muestra en la figura 1.10\_d. El generador de ondas dispara y sincroniza al generador de pulsos y al osciloscopio. La longitud del pulso es proporcional al tiempo, y su altura lo es a la relación de bombeo. El tubo catódico retrata una curva tiempo-voltaje análoga a la gráfica de tiempo-abatimiento para un pozo de observación. Una resistencia entre el generador de pulsos y el modelo, permite calcular el gasto de bombeo en gpm a partir de la ecuación:

$$Q = \frac{E_R \cdot K_3}{1.44 \times 10^3 R_i} \quad \dots\dots\dots (1-1-21)$$

Las gráficas tiempo-voltaje se convierten en curvas de abatimiento mediante relaciones apropiadas de las escalas. Los análogos eléctricos de este tipo han sido usados con éxito en muchas situaciones complejas. Es inherente en estos modelos un grado de flexibilidad que no se encuentre en otros.

En los años 60 y 70 se realizaron simulaciones electrónicas: se realizaba una maqueta del acuífero en la que una maraña de resistencias y condensadores simulaban respectivamente las distintas permeabilidades y los coeficientes de almacenamiento. Evidentemente, el flujo eléctrico hacía el papel del agua y el potencial eléctrico equivalía al potencial hidráulico. La solución era muy laboriosa y bastante limitada.

Un modelo numérico (o modelo matemático, o digital) consiste en la representación virtual del medio físico en un ordenador, que, mediante las operaciones adecuadas, calculará la evolución de los niveles y el flujo hídrico producido, todo ello en los incrementos de tiempo que se le soliciten.

**Más concretamente el trabajo del modelo consistirá en lo siguiente:**

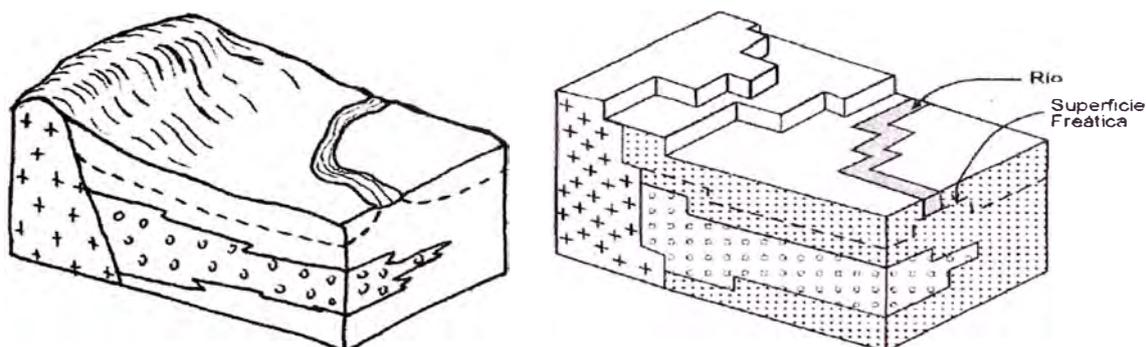
**Datos que le proporcionamos:**

- Geometría de las formaciones: forma de las capas, espesores
- Forma de la superficie piezométrica en el instante inicial

- Transmisividades, coeficientes de almacenamiento y porosidades
- Opcionalmente: caudales de bombeo o inyección; infiltración a partir de las precipitaciones o desde ríos; zanjas de drenaje ; etc.

**Problema que debe resolver:**

Cual será la evolución de la superficie piezométrica a partir de un instante inicial, sin estímulos externos o bien teniendo en cuenta: determinados bombeos, la infiltración de las precipitaciones, la salida de flujo subterráneo hacia los cauces, etc.

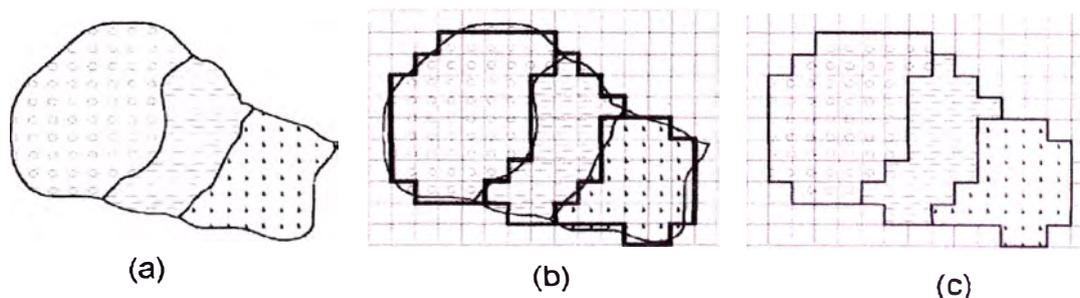


**Figura 1.12. Esquema representativo de análisis**

### Discretización del medio.

El mundo real es continuo, y discretizarlo es dividirlo en elementos o celdas. Para ello, el ordenador superpone una rejilla sobre la cartografía real y asimila las líneas reales, que son irregulares, a líneas poligonales que se ajusten a la rejilla superpuesta.

**Figura 1.13  
La  
discretización**



Además de discretizar los contactos geológicos, también quedan discretizadas todas las líneas y superficies: superficie piezométrica o freática, la topografía, los contactos entre capas.

Consideraremos que dentro de cada una de las celdas el medio es absolutamente homogéneo (permeabilidad, nivel del agua,...) y que, si en una celdilla el nivel piezométrico es más elevado que en alguna de las adyacentes, el flujo se producirá perpendicularmente a las superficies laterales de las celdillas.

El tamaño de las celdillas determinará que esas líneas y superficies escalonadas se ajusten lo más posible a la realidad. Esto afectará a la precisión del modelo en general : por ejemplo, si las celdas son de 100x100 metros no podremos esperar que el modelo nos proporcione el descenso producido a 120, 140 y 165 metros del pozo que bombea, puesto que la superficie piezométrica estaría formada por cuadros de 100x100 metros. Pero, por otra parte, tampoco se puede trabajar con un número excesivo de celdas, pues, como veremos más adelante, el ordenador deberá resolver un sistema de ecuaciones con tantas ecuaciones como celdas tenga el modelo. Para solventar en parte este compromiso, en lugar de utilizar una rejilla cuadrada homogénea, se disponen celdas mas pequeñas en las proximidades de captaciones u otros puntos singulares.

Realización de cálculos.

Cada modelo realizará los cálculos de un modo distinto, pero para simplificar, vamos a suponer un modelo de una sola capa horizontal, que hemos discretizado con una retícula de celdas cuadradas de tamaño Δx.

Entre dos celdas adyacentes, aplicando la Ley de Darcy , circulará el siguiente caudal:

$$Caudal = Sección \times K \times \frac{\Delta h}{\Delta l} \dots\dots\dots (1-1-22)$$

Donde K = conductividad hidráulica y Δh es la diferencia de altura de agua entre dos puntos separados por una distancia Δl.

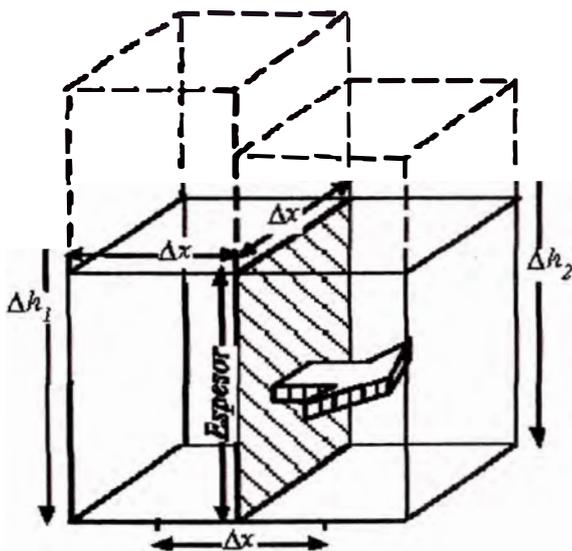


Figura 1.14 Esquema conceptual de celdas.

Supongamos, para simplificar, que las celdas son de base cuadrada. La sección de paso del agua de una celda a la otra sería Δx por el espesor del acuífero (ver la Figura 1.14):

$$Q = \Delta x \cdot (\text{espesor}) \cdot K \cdot \frac{h_1 - h_2}{\Delta x} \dots\dots\dots (1-1-23)$$

Y, como el espesor por la conductividad hidráulica es igual a la Transmisividad, y (al haber determinado celdas cuadradas) la distancia entre las dos celdas (Δx) es la misma que la anchura de la celda, resulta:

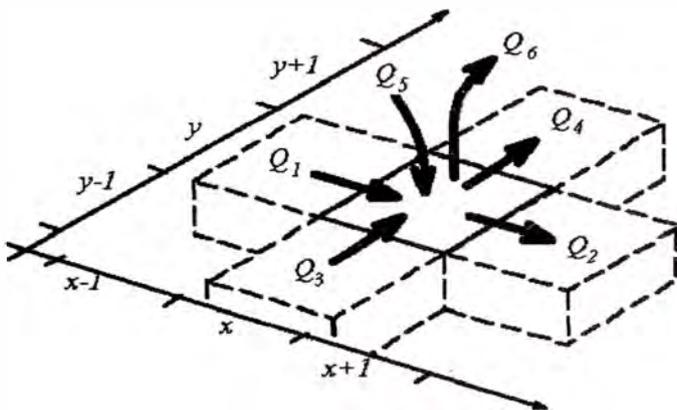
$$Q = T \cdot (h_1 - h_2) \dots\dots\dots (1-1-24)$$

Ahora consideraremos el **balance de entradas y salidas de agua en una celda** de coordenadas (x , y) en un incremento de tiempo determinado Δt:

$$\sum \text{entradas} = \sum \text{salidas} \pm \Delta \text{almacenamiento} \dots\dots\dots (1-1-25)$$

En la Figura 18 hemos llamado Q1, Q2, Q3 y Q4 a los caudales que circulan a través de las cuatro caras de la celdilla considerada. La dirección indicada en la figura es arbitraria, y hace que consideremos a Q1 y Q3 como entradas y Q2 y Q4 como salidas, pero si en la realidad alguna de ellas fuera en sentido contrario, bastaría con asignarle un valor negativo. En la misma Figura 1.15 representamos los caudales Q5 y Q6 respectivamente para otras entradas (por ejemplo, recarga proveniente de infiltración o de otro acuífero) y otras salidas (por ejemplo, hacia otro acuífero o extracciones por bombeo). Por tanto, la ecuación (1-1-48) resulta:

$$Q_1 + Q_3 + Q_5 = Q_2 + Q_4 \pm \Delta \text{almacenamiento} \dots\dots\dots (1-1-26)$$



**Figura 1.15 Representación de circulación de caudales**

El almacenamiento aparece como una variación de volumen, pero en la ecuación (5) no podemos sumar volúmenes con caudales, así que debemos expresarlo como un caudal. Dijimos que calculábamos el balance de esa celda para un Δt, por tanto si ha salido (o entrado) un volumen .volumen en un tiempo Δt, el .almacenamiento expresado como caudal, será igual a:

$$\Delta \text{almacenamiento} = \frac{\Delta \text{volumen}}{\Delta t} \dots\dots\dots (1-1-27)$$

El Δvolumen podremos calcularlo multiplicando la variación del nivel piezométrico en esa celda (= nivel tras el Δt– nivel antes del Δt) por la base de la celda (Δx<sup>2</sup>) y por el coeficiente de almacenamiento (S), con lo que la fórmula (1-1-50) resulta:

$$\Delta \text{almacenamiento} = \frac{(h^{\text{TRAS EL } \Delta t} - h^{\text{ANTERIOR}}) \times \Delta x^2 \times S_{x,y}}{\Delta t} \dots\dots\dots (1-1-28)$$

Ya podemos escribir el balance para la celda (x , y). Sustituyendo (1-1-47) y (1-1-51) en (1-1-29), resulta:

$$T_1(h_{x-1,y} - h_{x,y}) + T_3(h_{x,y-1} - h_{x,y}) + \text{Recarga}_{x,y} = \dots\dots (1-1-30)$$

$$= T_2(h_{x,y} - h_{x+1,y}) + T_4(h_{x,y} - h_{x,y+1}) + \text{Bombeo}_{x,y} \pm \frac{(h_{x,y} - h_{x,y}^{\text{ANTERIOR}}) \cdot \Delta x^2 \cdot S_{x,y}}{\Delta t}$$

En los sumandos Recarga y Bombeo se incluirían además, respectivamente, otras entradas y salidas de la celda x , y.

En esta ecuación tenemos 5 incógnitas:  $h_{x,y}$ ,  $h_{x-1,y}$ , etc. es decir: los niveles en las 5 celdas (la x ,y y las cuatro adyacentes), las demás variables son datos conocidos. Pero si escribimos la ecuación (1-1-52) para todas las celdas del modelo, supongamos que tiene 1200 celdas, ya tendremos un sistema con 1200 ecuaciones y 1200 incógnitas (los niveles de la 1200 celdas). Resuelto el sistema de ecuaciones, conocemos los niveles  $h_{x,y}$  de las 1200 celdas, los cuales se utilizan inmediatamente como dato de entrada ( $h_{x,y}^{\text{ANTERIOR}}$ ) para resolver el mismo sistema de ecuaciones otra vez para el siguiente incremento de tiempo.

Si hacemos trabajar a nuestro modelo para que pronostique la evolución de los niveles en el futuro, habrá que esperar a que el futuro llegue y comprobar si acertó (Esto no parece práctico).

En cambio, si tenemos datos suficientes, podemos hacer funcionar el modelo desde una fecha anterior, por ejemplo a partir de 1980. Si disponemos de datos de la evolución de los niveles piezométricos en uno o varios pozos desde 1980 hasta la actualidad, podremos comprobar si las predicciones del modelo son fiables. Como los datos de permeabilidades y coeficientes de almacenamiento que introdujimos en el modelo probablemente eran extrapolaciones de unos pocos datos disponibles, éste será el momento de introducir cambios en estos parámetros y correr el modelo de nuevo a partir de 1980, hasta lograr que la evolución de niveles facilitada por el modelo se parezca lo más posible a la que sucedió realmente.

Precaución lógica: Podría suceder que, disponiendo de muy pocos datos sobre la estructura y parámetros del medio, y después de muchos intentos ensayo/error, consiguiéramos reproducir la evolución de niveles que se produjo, por ejemplo entre 1980 y 1990. Esto no significaría necesariamente que todos los espesores, permeabilidades, etc. que habíamos "inventado" fueran los que realmente existen en el subsuelo.

La descripción simplificada de los cálculos que se ha expuesto se basa en el antiguo modelo de Prickett y Lonquist (1971). Si se desea considerar conjuntamente varias capas superpuestas, a los cálculos que hemos estudiado habría que añadir el flujo de cada celdilla con la de arriba y con la de abajo. El modelo MODFLOW (McDonald et al., 1988), que es actualmente el estándar mundial, comienza considerando un conjunto tridimensional de celdas.

### 1.3 SISTEMAS DE DRENAJE

#### 1.3.1 Generalidades.

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

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

#### 1.3.2 Drenes Interceptores.

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

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

El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

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

#### Material de filtro

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

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

Existen dos tipos generales de filtro:

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

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y / o el tipo y calidad del geotextil a emplear.

Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

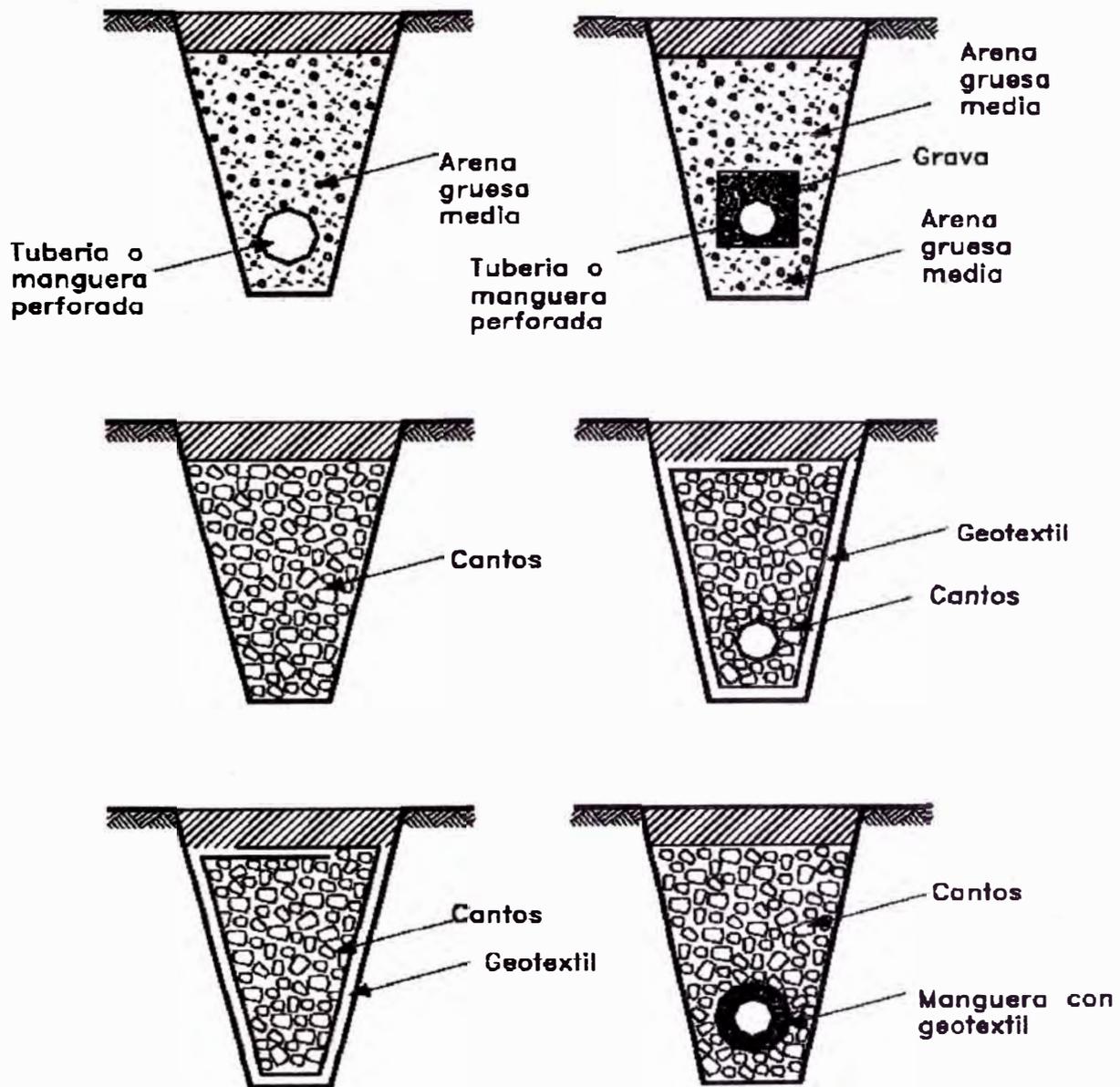


Figura 1.16 Sistemas de dren de zanja

### 1. Criterio de Filtración o protección contra la erosión interna

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

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

D15 es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.

D85 es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por Bertram (1940).

$$D15_F / D85_S \leq 6 \text{ a } 11$$

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

$$D15_F / D85_S \leq 4$$

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

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

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

$$D15_F / D15_S < 40$$

$$D50_F / D50_S < 25$$

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

Cuando el suelo que se desea drenar presenta algunos tamaños de partículas escasos o inexistentes, lo cual se manifiesta en un quiebre pronunciado de su curva granulométrica, algunos recomiendan que el material de filtro debe ser diseñado sobre la base de las partículas del suelo más finas (menores que el punto de quiebre). Similar recomendación se hace cuando se trata de suelos estratificados por tamaños variables.

Algunos autores han propuesto relaciones con el coeficiente de uniformidad del filtro y con el D50 del suelo y del filtro o el D95 y el D75 del suelo e incluso se han presentado propuestas con ecuaciones logarítmicas relativamente complicadas (Schuller y Brauns - 1992).

## ***2. Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo***

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

$$D15_F / D15_S \geq 4$$

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

$$4 < D_{60_F} / D_{10_F} < 20 \text{ (coeficiente de uniformidad)}$$

y el tamaño máximo de partícula no debe ser mayor de 75 milímetros.

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

### 3. *Tamaño de orificios de la tubería colectora*

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

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

Para huecos circulares:

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

Para ranuras:

$$\frac{D_{85_F}}{\text{Ancho}} > 1.2$$

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

$$\frac{\text{D85 del filtro junto al orificio}}{\text{Ancho}} \geq 2$$

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

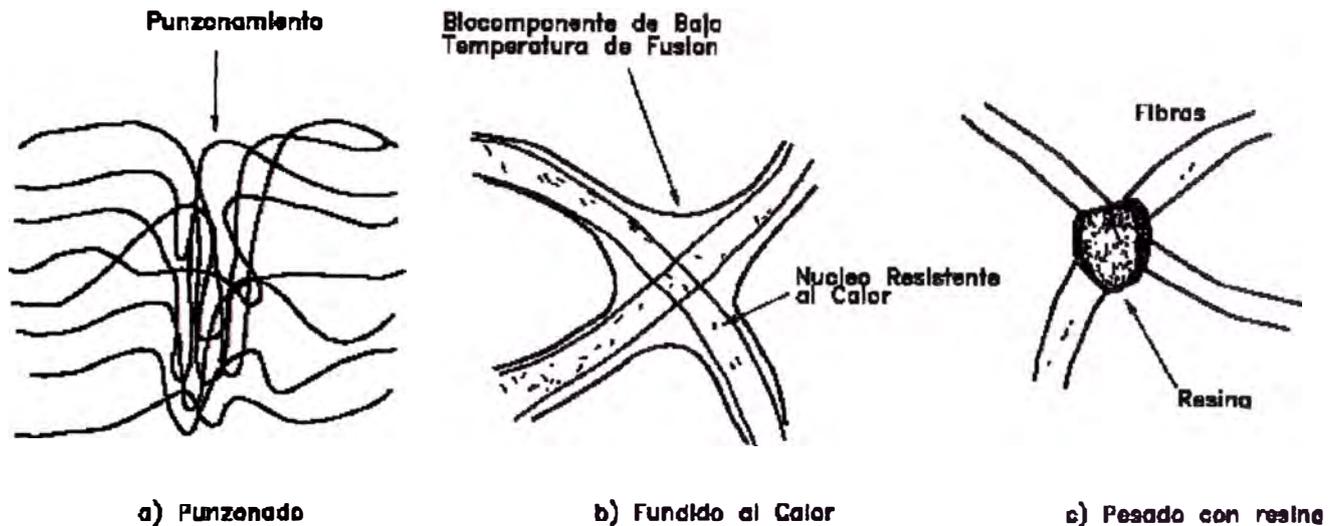


Fig. 1.17 Diagramas esquemáticos de varios tipos de unión de fibras en geotextiles no tejidos

### Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido (Figura 1.18).

Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas (Figura 1.17); aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada.

La durabilidad de los geotextiles está en función de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos.

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

#### **1. Criterio de retención del suelo**

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

$$0_{95} \leq BD_{85}$$

B = 1            Para  $Cu \leq 2$  ó  $> 8$

B = 0.5 Cu      para  $2 < Cu \leq 4$

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

Cu

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

$0_{95} \leq D_{85}$  Para geotextiles tejidos

$0_{95} \leq 1.8 D_{85}$  Para geotextiles no tejidos

y

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

Donde:

$0_{95}$  = Tamaño de la abertura medida del geotextil a la cual el 95% del peso de partículas esféricas de vidrio es retenido.

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

AOS = Tamaño de abertura aparente del geotextil.

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

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

**Tabla 1.3 Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles utilizados para filtros (Lawson 1982)**

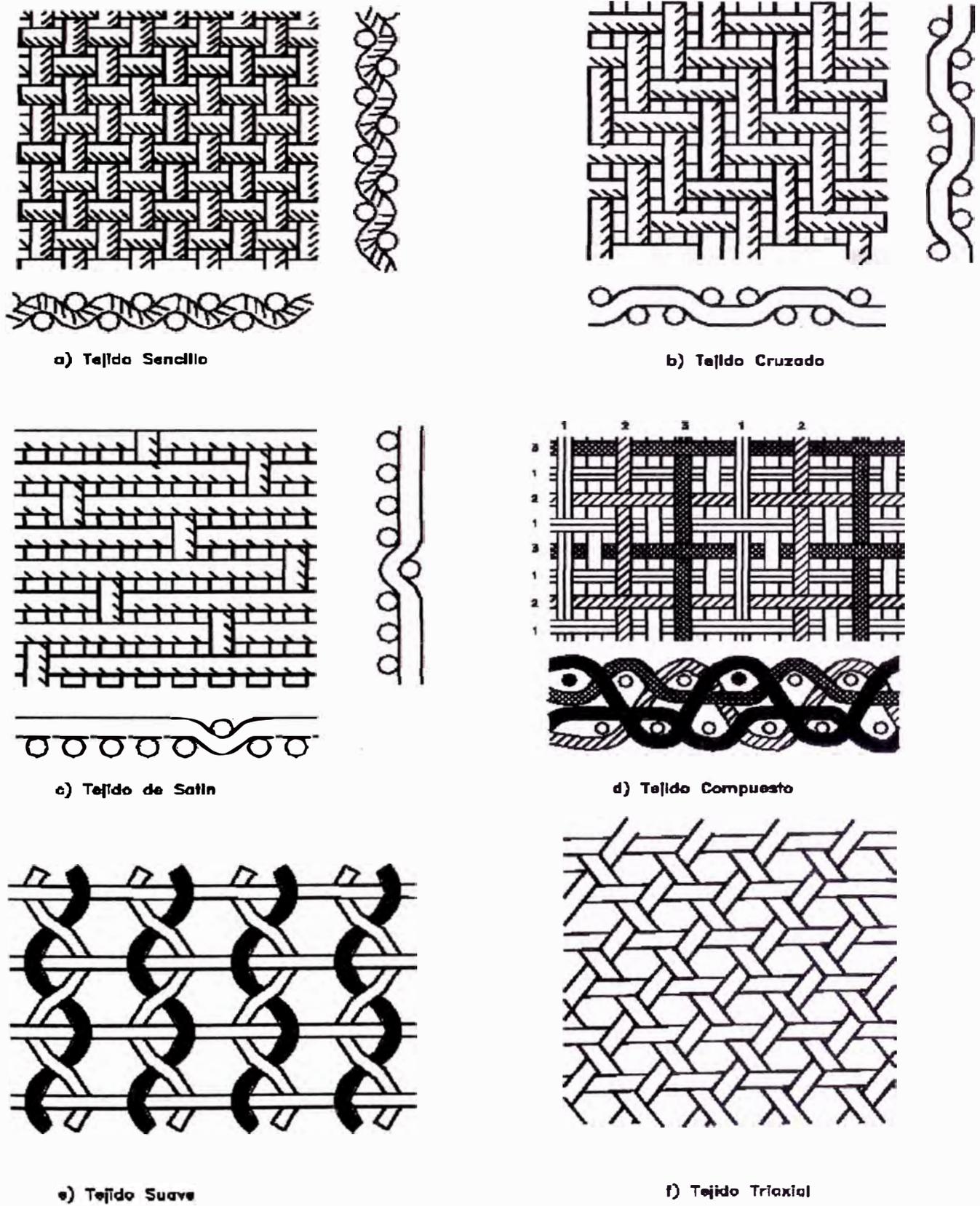


Figura 1.18 Tipos de tejidos en geotextiles.

## 2. Criterio de permeabilidad

a. Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo

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

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

En situaciones potenciales de taponamiento se recomienda la siguiente especificación:

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

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

b. Para aplicaciones no críticas

$$K_n \geq K$$

Donde:

$K$  = Permeabilidad del suelo

$K_n$  = Permeabilidad normal al plano del geotextil.

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

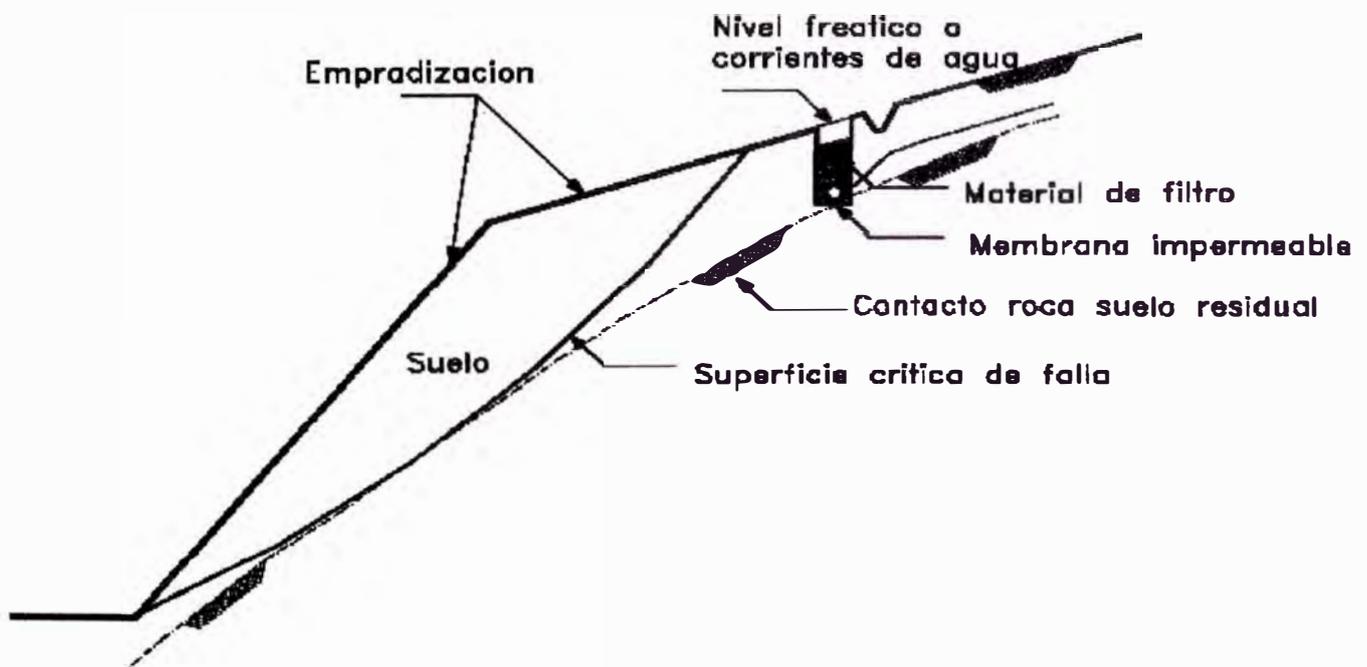


Figura 1.19 Diagrama de un dren interceptor.

### Criterios generales para el diseño de filtros

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

Los suelos residuales son muy variables granulométricamente y debe realizarse un número grande de ensayos de Granulometría, previamente al diseño de filtro. Debe tenerse en cuenta que las partículas de mayor tamaño tienen muy poco efecto en el proceso de filtración (Geotechnical Engineering Office - 1993).

El parámetro  $D_{85}$  para utilizar en el criterio de retención debe tomarse en forma conservadora para tener en cuenta la variabilidad del suelo.

Los ensayos de permeabilidad deben ser realizados en el campo, teniendo en cuenta que la permeabilidad obtenida en el laboratorio es muy afectada por el manejo de la muestra.

En los sitios donde existe flujo concentrado de agua el uso de geotextiles puede no ser adecuado y se puede requerir un sistema mucho más resistente y de gran capacidad.

Las raíces de las plantas afectan en forma grave los filtros y se debe evitar sembrar árboles cerca a los subdrenes.

Debe tenerse especial cuidado de no romper el geotextil al colocar los materiales granulares y debe evitarse la exposición al sol de la tela, por varios periodos de tiempo.

### Subdrenes 100% sintéticos

Debido a la dificultad de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de las mallas sintéticas, se está haciendo popular el uso de los subdrenes 100% sintéticos (Figuras 1.20 y 1.21). Estos subdrenes consisten de tres elementos básicos:

#### **1. Geomalla**

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

#### **2. Geotextil**

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

#### **3. Tubo colector perforado**

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

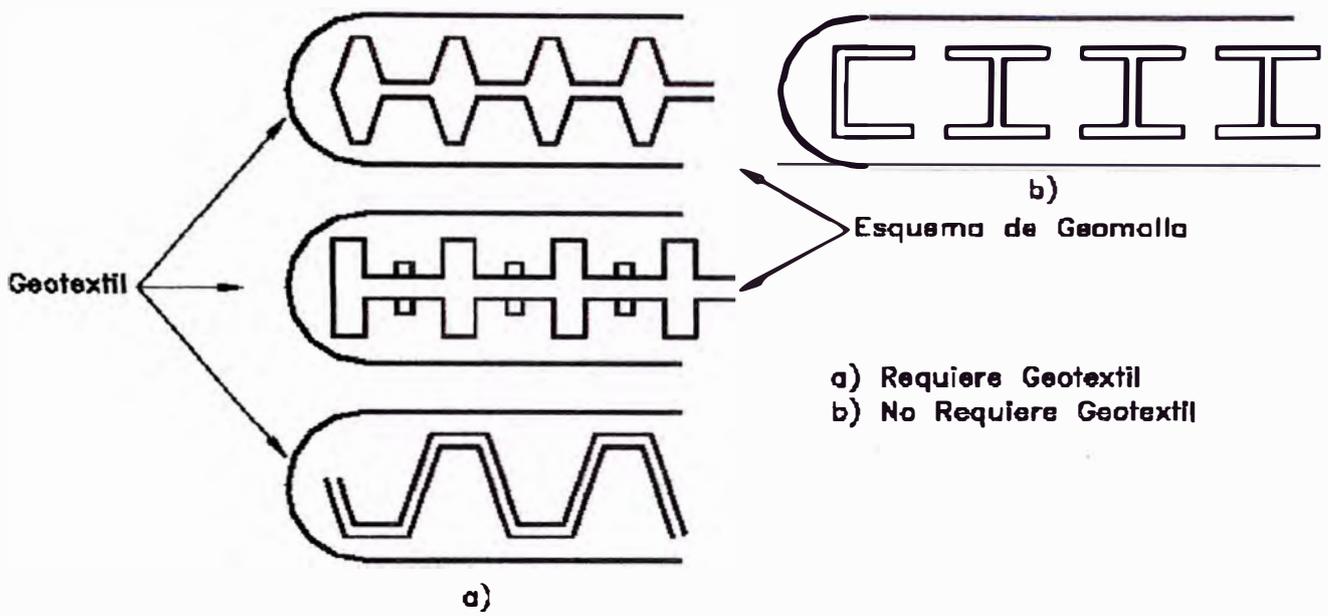


Figura 1.20 Secciones de Subdrenes 100% sintéticos

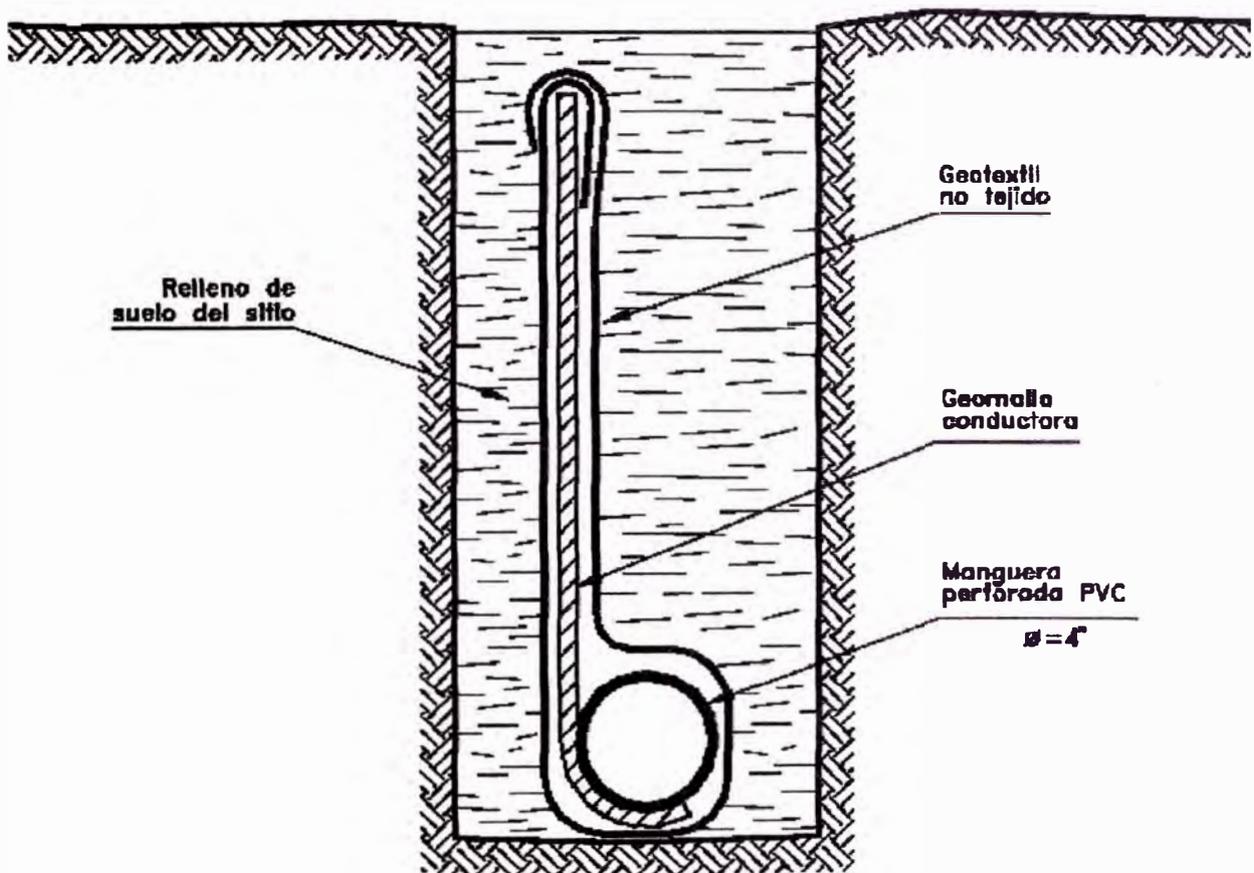


Figura 1.21 Diagrama de un subdrén 100% sintético

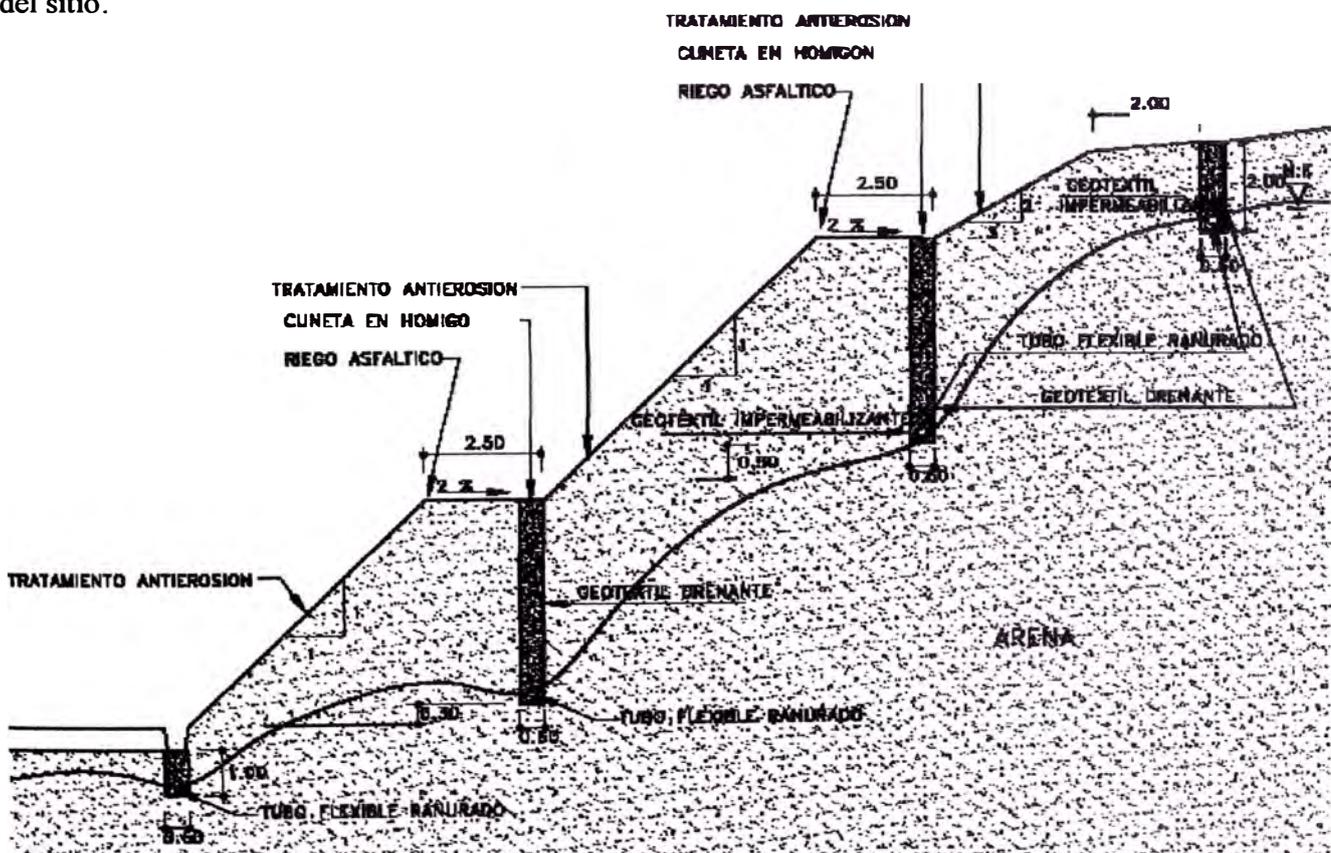
### Flujo de agua hacia los subdrenes de zanja

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

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

El paso siguiente al flujo de agua inicial es la disminución de la presión de poros en una distancia de influencia a lado y lado del subdren, la cual depende de la permeabilidad del suelo. En suelos arcillosos esta distancia de influencia es menor que en suelos granulares. El producto final es una nueva línea de nivel freático con puntos de inflexión en los sitios de subdren (Figura 1.22).

Para un suelo uniforme se puede obtener una solución analítica, incluyendo otros efectos como es la infiltración debida a la precipitación y se pueden obtener las redes de flujo para calcular los caudales y las presiones (Figura 1.23). El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre drenes requiere de un análisis geotécnico muy completo del comportamiento del agua en el suelo del sitio.



**Fig 1.22. Subdrenes en taludes saturados de suelos arenoso y su efecto sobre el nivel freático**

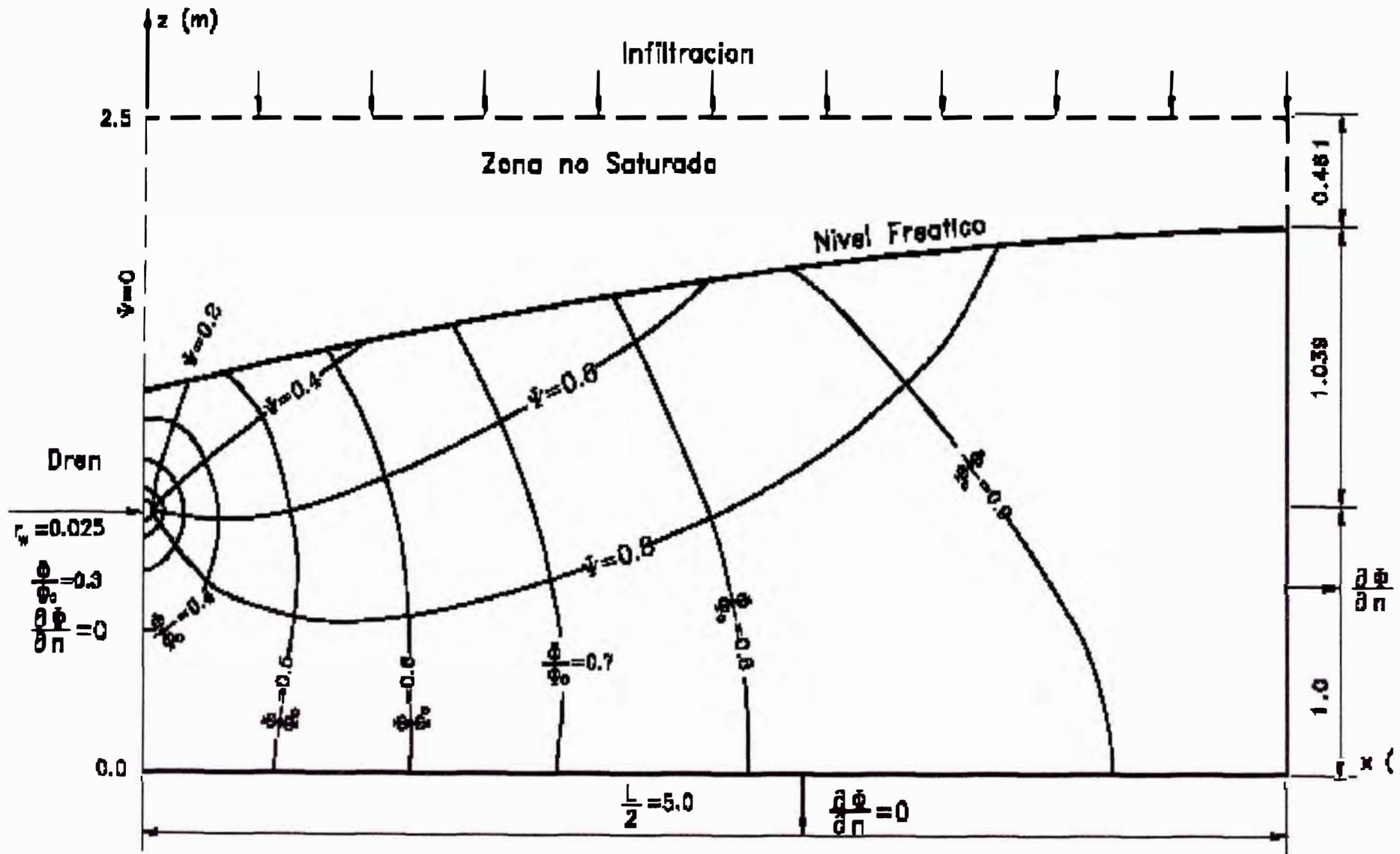


Figura 1.23 Solución analítica de red de flujo hacia un subdren (Zaradny y Feddes, 1979)

### Diseño de subdrenes de zanja

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

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

Existen dos enfoques diferentes para el diseño:

#### ***1. Procedimiento empírico***

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

#### ***2. Procedimiento analítico***

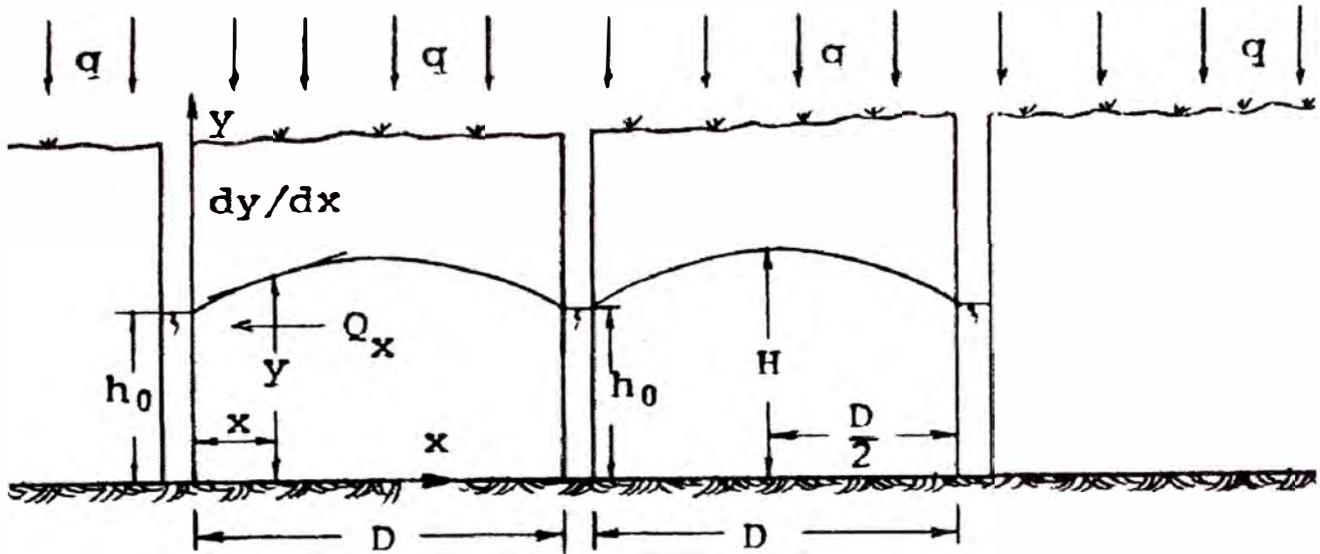
En este sistema el diseño se basa en un modelo matemático, similar a una red de flujo donde se calcula los efectos para diferentes profundidades de drenes.

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

A continuación se pasará a hacer el análisis matemático para la deducción de fórmulas en algunos casos de drenado.

#### **a) Drenes Abiertos que Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración.**

Se tiene un sistema de drenes abiertos tipo zanja, construido en un acuífero homogéneo e isotrópico, que compromete todo el espesor de la napa, espaciados a una distancia  $D$  uno de otro. El problema consiste en determinar el espaciamiento que debe dársele a los drenes a fin de mantener el espesor de la napa bajo un valor  $H$  en todos los puntos, si es que existe una alimentación vertical de caudal  $q$  constante por unidad de superficie. La Figura 1.24 muestra un esquema de esta situación.



**Figura 1.24. Drenes Abiertos que Comprometen toda la Napa, con Infiltración**

El caudal  $Q_x$  por unidad de ancho que atraviesa la equipotencial y, supuestamente vertical, hacia el dren es:

$$Q_x = y \cdot K \cdot \frac{dy}{dx} \quad \dots\dots\dots (1-2-1)$$

en que  $K$  es el coeficiente de permeabilidad y  $dy/dx$  es el gradiente hidráulico en ese punto. Ese caudal debe ser igual al caudal  $Q_{ix}$  que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical, que es:

$$Q_{ix} = q \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \quad \dots\dots\dots (1-2-2)$$

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = q \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \quad \dots\dots\dots (1-2-3)$$

ó

$$y \cdot dy = \frac{q}{K} \cdot \left( \frac{D}{2} - x \right) \cdot dx$$

que debe integrarse entre los límites:

$$\begin{aligned} x = 0 & & y = h_0 \\ x = D/2 & & y = H \end{aligned}$$

De esto se obtiene:

$$\frac{H^2 - h_0^2}{2} = \frac{q}{K} \cdot \left( \frac{D^2}{4} - \frac{D^2}{8} \right) \quad \dots\dots\dots (1-2-4) \quad \text{ó}$$

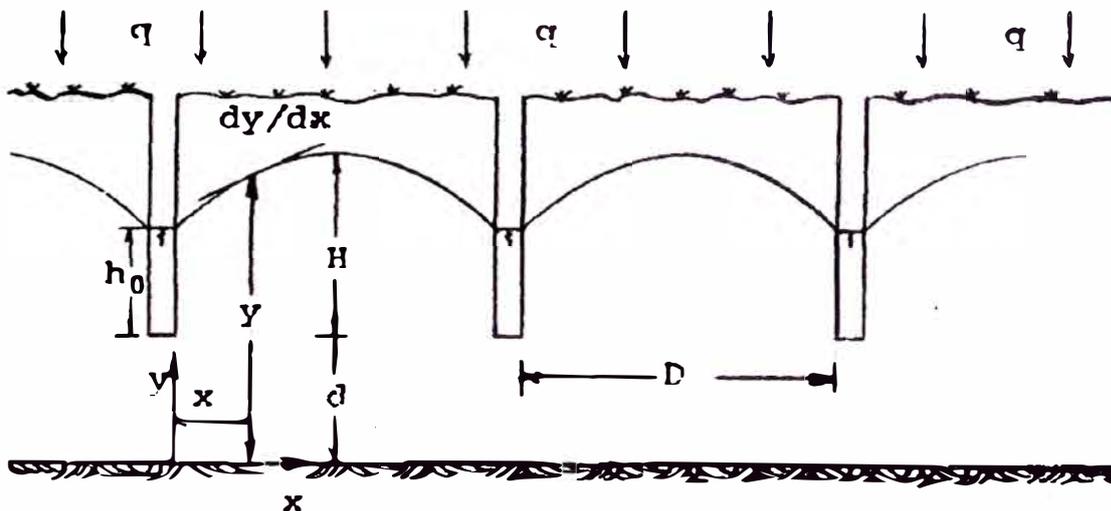
$$H^2 - h_0^2 = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \dots\dots\dots (1-2-5)$$

**b) Drenes Abiertos que no Comprometen todo el Espesor de la Napa Alimentados por Infiltración.**

Se tiene el mismo sistema anterior, con la diferencia que el fondo de los drenes se encuentra a una altura *d* sobre el estrato impermeable horizontal que limita el flujo. La Figura 1.25 ilustra esta situación.

En este caso, suponiendo que las líneas de flujo son aproximadamente horizontales, las expresiones correspondientes al caudal *Q<sub>x</sub>* por unidad de ancho que atraviesa la equipotencial *y*, y al caudal *Q<sub>ix</sub>* que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical *q* son similares, vale decir:

$$K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = q \cdot \left(\frac{D}{2} - x\right)$$



**Figura 1.25 Drenes Abiertos que no Comprometen toda la Napa, con Infiltración.**

Integrando entre los límites:

$$\begin{aligned} X = 0 & \quad y = h_0 + d \\ X = D/2 & \quad y = H + d \end{aligned}$$

Se obtiene:

$$\frac{(H + d)^2 - (h_0 + d)^2}{2} = \frac{q}{K} \cdot \left(\frac{D^2}{4} - \frac{D^2}{8}\right) \dots\dots\dots (1-2-6)$$

$$H^2 - h_0^2 + 2d \cdot (H - h_0) = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \quad \circ \quad (H - h_0) \cdot (H + h_0 + 2d) = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \dots\dots\dots (1-2-7)$$

Esta última expresión es válida para valores pequeños de  $d$ . Hooghout hizo un análisis separado para el flujo bajo el dren cuando la distancia entre el estrato impermeable y el fondo de los drenes es grande (mayor de 2 pies o 0,6 m). En esa situación supuso que el flujo está radial hacia el dren bajo su fondo. Luego comparó los valores del flujo obtenidos de este análisis con los correspondientes a la ecuación de flujo horizontal, de los que obtuvo una tabla de profundidades equivalentes para distintos espaciamientos de los drenes. El ábaco que se presenta en la Figura 1.26 indica estas relaciones.

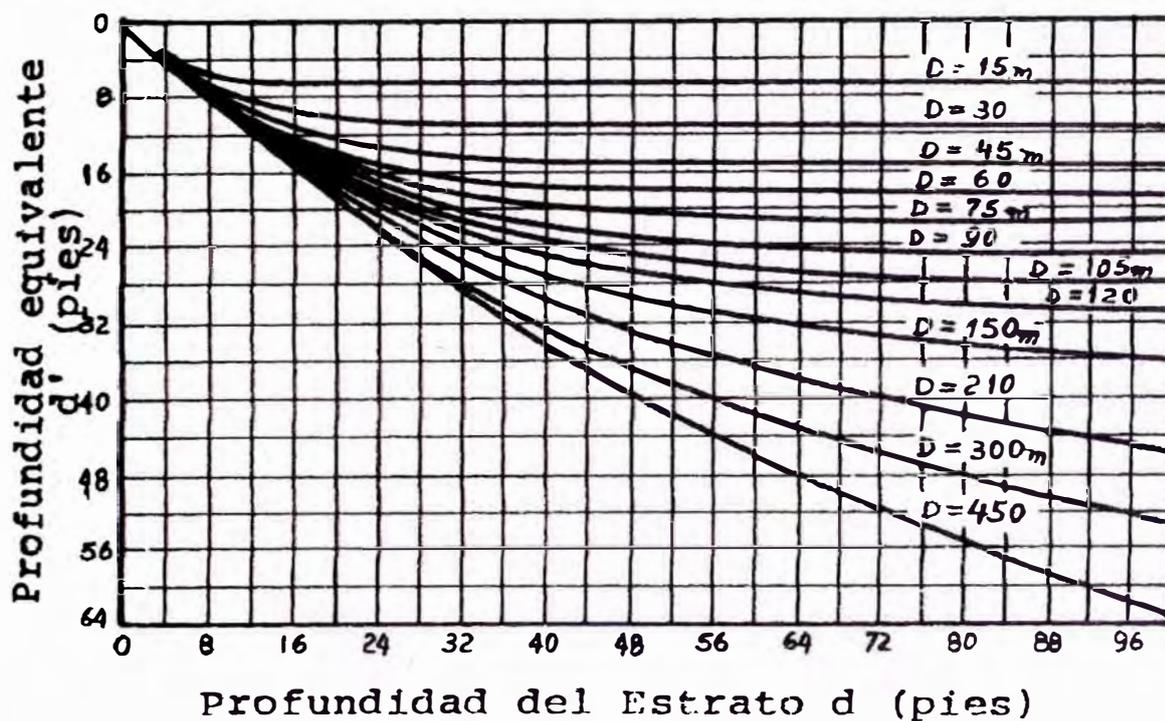


Figura 1.26. Corrección de Hooghout

Para el cálculo, se reemplaza en la ecuación (1-2-6) o (1-2-7) el valor de  $d$  por el equivalente  $d'$  obtenido del ábaco.

La determinación de la impermeabilidad del estrato inferior, que supuestamente limita el flujo, es usualmente incierta. Sin embargo, en términos prácticos el análisis es válido siempre que su permeabilidad sea menor que 1/10 de la permeabilidad del material superior. Esto no significa que no haya escurrimiento vertical a través de este estrato, y en situaciones que así ocurre, si es que este escurrimiento es de importancia, es necesario cuantificarlo al diseñar los drenes.

### 1.3.3 Drenes Horizontales o de Penetración

Un dren horizontal o subdren de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta un nivel que incremente la estabilidad del talud (Fig. 31).

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

El diámetro de las perforaciones es de aproximadamente 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Los tubos utilizados son metálicos, de polietileno o PVC, generalmente en diámetros 2 ó 3", aunque en ocasiones se emplea otro tipo de diámetro. La tubería se puede perforar con agujeros circulares o ranurar en sentido transversal. Los orificios de la tubería se hacen generalmente, en diámetros de 5 a 1.5 milímetros con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería. En ocasiones los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante de tubo (Figura 1.27). En esta forma se impide que el agua captada se reinfiltre nuevamente en la trayectoria de salida.

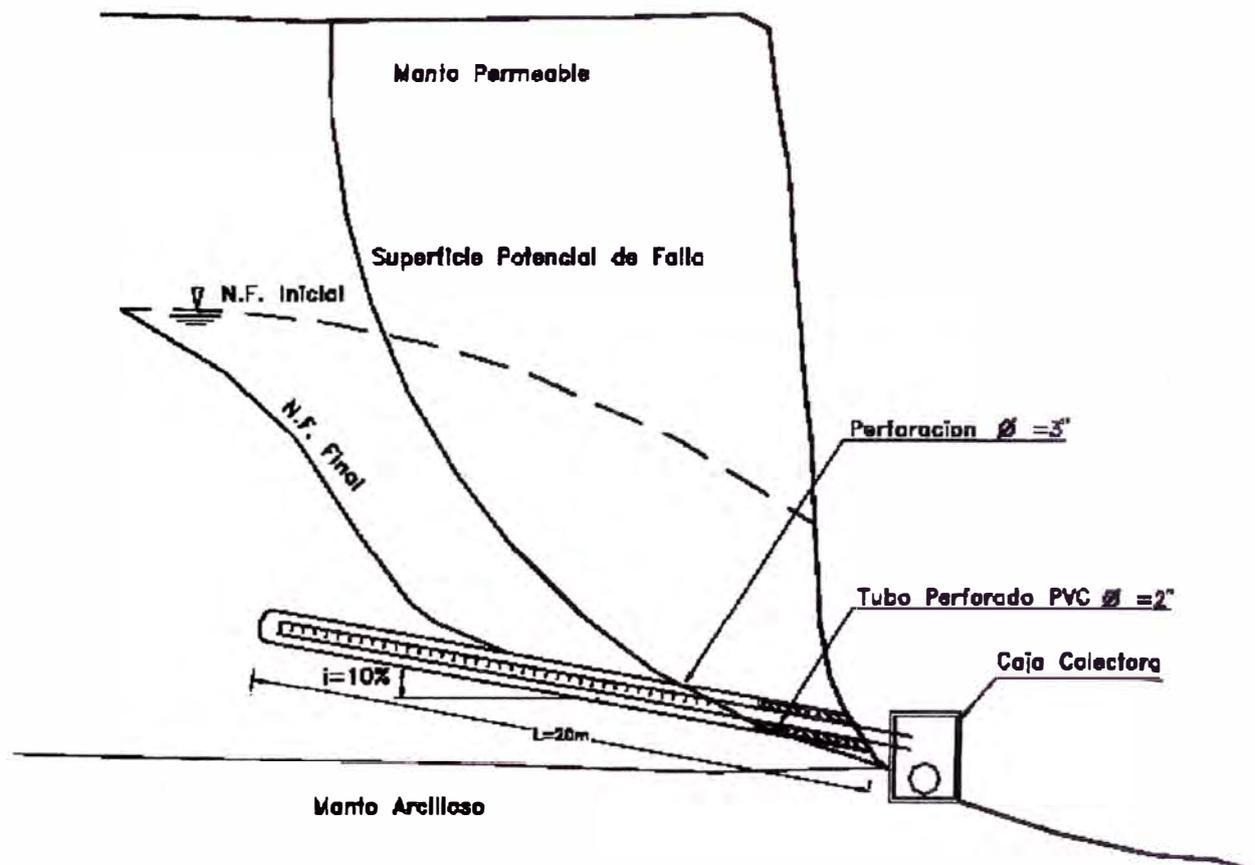


Figura 1.27 Esquema general de colocación de un subdren de penetración.

La longitud de los drenes depende de las necesidades de drenaje. Comúnmente sus longitudes varían de 10 a 40 metros, pero se conoce de drenes instalados de hasta 120 metros de longitud. En general, la longitud requerida puede ser determinada dibujando una sección del talud con su probable círculo de falla superpuesto sobre una sección geológica, en la cual se podrán observar los acuíferos y corrientes de agua presentes.

Los drenes deben instalarse de tal manera que abata o se elimine el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla.

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

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

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

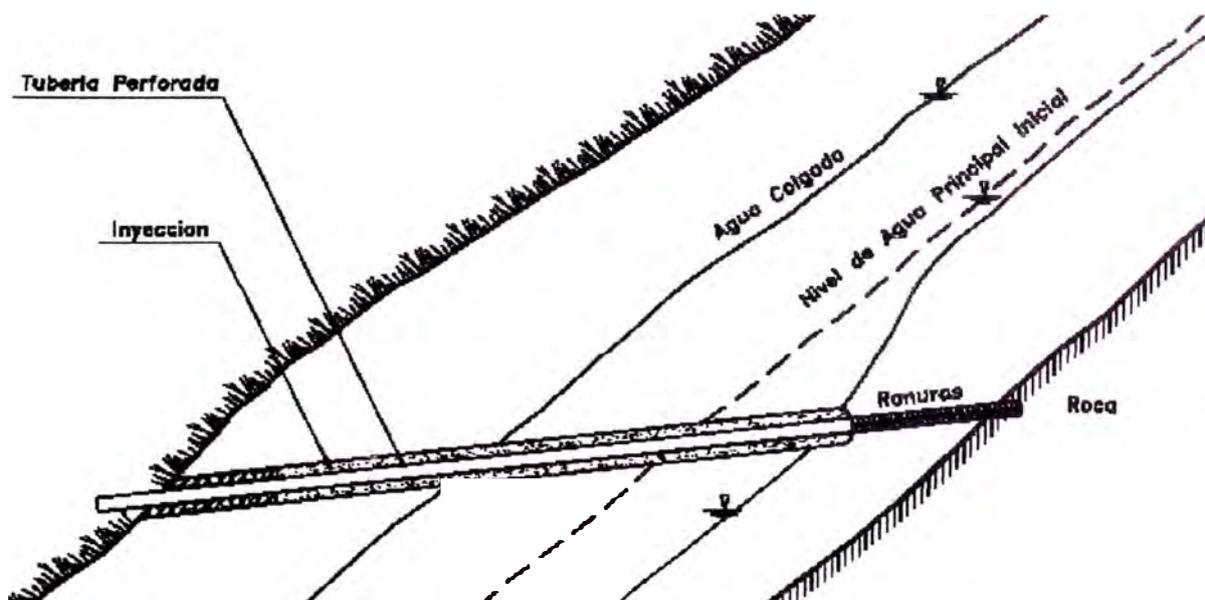
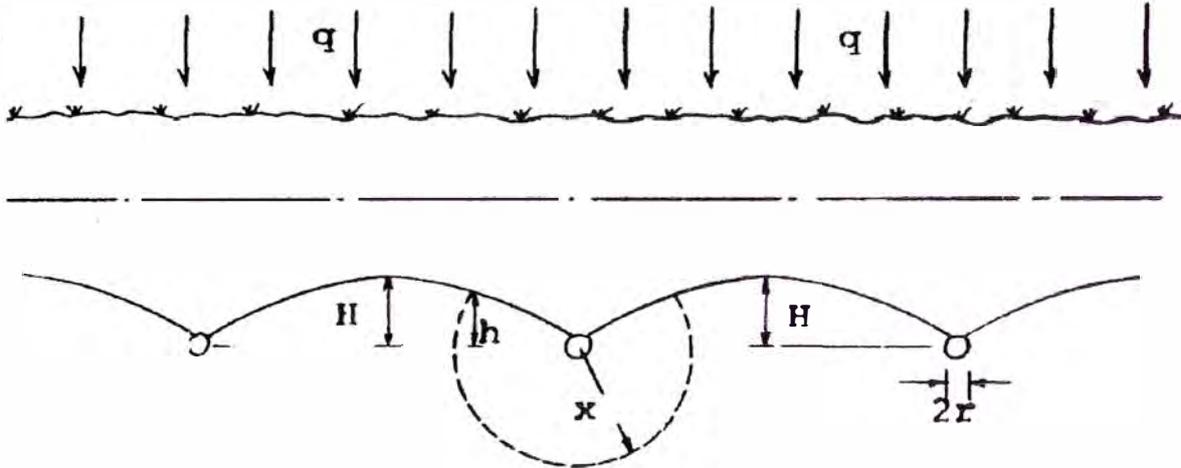


Figura 1.28 Subdren de penetración diseñado para captar solamente en la punta interior.

A continuación se pasará a hacer el análisis matemático para la deducción de fórmulas en algunos casos de drenado horizontal de penetración.

**a) Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Indefinido Alimentados por Infiltración**

El sistema está formado por drenes cerrados, espaciados a una distancia  $D$  uno de otro, construidos en un acuífero homogéneo e isotrópico de espesor indefinido. La Figura 29 muestra un esquema que ilustra este sistema.



**Figura 1.29 Drenes cerrados en un medio infinito.**

Suponiendo que el escurrimiento es del tipo semicilíndrico, el caudal hacia el dren a través del semicilindro de radio  $x$ , por unidad de ancho, es:

$$Q_x = \pi \cdot x \cdot K \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots (1-2-8)$$

en que  $K$  es el coeficiente de permeabilidad del acuífero y  $h$  es la cota piezométrica referida a un plano horizontal que pasa por el eje de los drenes. Este caudal debe ser igual al caudal que se incorpora a la napa debido a la alimentación vertical, por unidad de ancho, que es:

$$Q_{ix} = q \cdot (D - 2x) \dots\dots\dots (1-2-9)$$

Igualando ambas expresiones se tiene:

$$\pi \cdot K \cdot x \frac{dh}{dx} = q \cdot (D - 2x) \dots\dots\dots (1-2-10)$$

Suponiendo que el nivel libre de la napa se intercepta con los drenes mismos, los límites de integración serán:

$$\begin{aligned}x &= r & h &= 0 \\x &= D/2 & h &= H\end{aligned}$$

y la integración dará:

$$\frac{K \cdot \pi}{q} H = D \cdot \text{Ln} \left( \frac{D}{2r} \right) - (D - 2r) \quad \dots\dots\dots (1-2-11)$$

Despreciando el valor de 2 r frente al de D, la expresión anterior puede modificarse a:

$$H = \frac{D \cdot q}{K \cdot \pi} \left[ \text{Ln} \left( \frac{D}{2r} \right) - \text{Ln} 2.72 \right] \quad \dots\dots\dots (1-2-12)$$

$$\text{ó} \quad H = \frac{D \cdot q}{K \cdot \pi} \cdot \text{Ln} \left( \frac{D}{5.44 \cdot r} \right) \quad \dots\dots\dots (1-2-13)$$

#### b) Drenes cerrados en un terreno de espesor finito alimentados por infiltración

Para el caso en que el espesor permeable es finito y conocido (ver Figura 1.30), Kirkham (1958) analizó el problema y lo solucionó mediante **integración directa** de la ecuación de Laplace con algunas hipótesis simplificadoras. La solución obtenida por Kirkham es la siguiente:

$$H = \frac{D \cdot q}{K} \cdot f \left( \frac{2r}{D}, \frac{b}{D} \right) \quad \dots\dots\dots (1-2-14)$$

en que la función f tiene el siguiente valor:

$$f(x, y) = \frac{1}{\pi} \cdot \left\{ \text{Ln} \left( \frac{2}{\pi \cdot x} \right) + \sum_{m=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{m} \cdot (\text{Cos}(m \cdot \pi \cdot x) - \text{Cos}(m \cdot \pi)) \cdot (\text{Coth}(2 \cdot m \cdot \pi \cdot y) - 1) \right] \right\} \quad \dots\dots\dots (1-2-15)$$

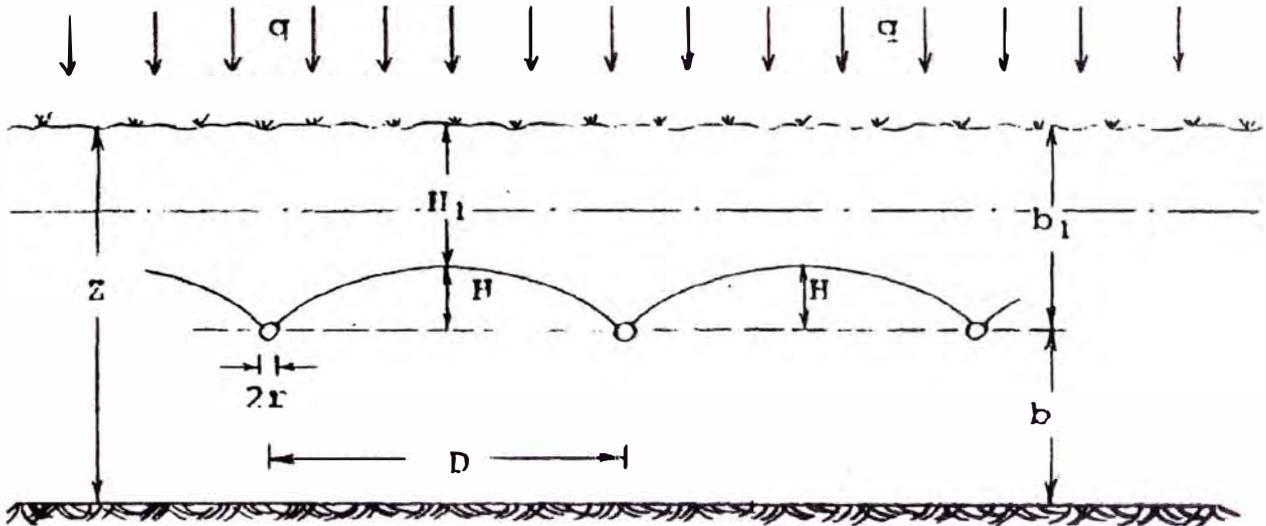


Figura 1.30 Drenes cerrados en un medio Finito.

A continuación la Tabla 1.4 incluye la tabulación de dicha función para distintos valores de  $b/D$  y de  $2r/D$ .

Tabla 1.4 Valores de  $f(2r/D, b/D)$

b/D	2r/D				
	0.0025	0.005	0.01	0.02	0.04
0.01	12.79	12.57	12.33	12.03	11.52
0.02	6.761	6.541	6.318	6.077	5.771
0.04	3.864	3.643	3.421	3.195	2.954
0.08	2.522	2.301	2.080	1.858	1.633
0.16	1.961	1.741	1.520	1.299	1.077
0.32	1.787	1.566	1.345	1.125	0.904
0.64	1.764	1.543	1.323	1.102	0.811
1.00	1.763	1.543	1.322	1.101	0.811
$\infty$	1.763	1.543	1.322	1.101	0.811

Comparaciones entre valores obtenidos mediante este método y la solución anterior para el caso de espesor indefinido permiten verificar que para valores de  $b/D \geq 0.32$ , los errores de aplicar la expresión del caso anterior resultan menores que el 15%.

Para el caso en que la altura entre el estrato impermeable inferior y los drenes ( $b$ ), es pequeña, vale la pena indicar los estudios realizados por G. Dagan (1964). Considerando la misma nomenclatura, la expresión que Dagan obtuvo es la siguiente:

$$(H + b)^2 - b^2 = \frac{q \cdot D^2}{4 \cdot K} \cdot \left( 1 + \alpha_1 \cdot \frac{4 \cdot b}{D} \right) \dots\dots\dots (1-2-16)$$

en que  $\alpha_1$  es un coeficiente que depende de la relación entre el radio  $r$  de los tubos y la altura  $b$ .

Dagan obtuvo los siguientes valores para el coeficiente  $\alpha_1$

$r/b$	$\alpha_1$
0.01	2.16
0.02	1.75
0.04	1.31
0.06	1.05
0.08	0.86
0.10	0.75

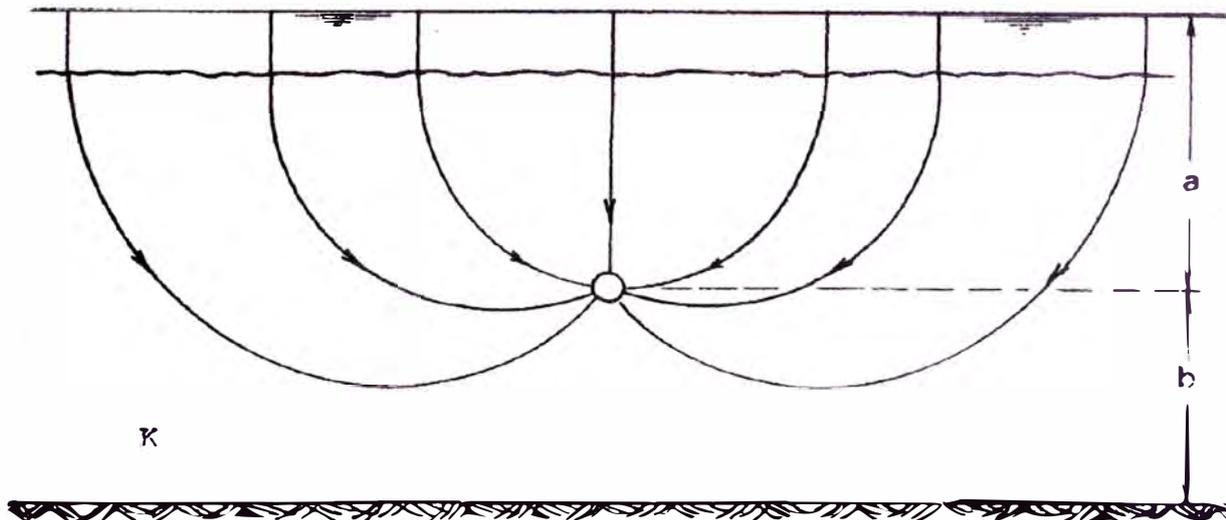
**Tabla 1.5**

**Valores para Solución de Dagan**

Es necesario indicar que para valores pequeños de  $b/D$ , la solución que se obtiene así difiere en alrededor de un 15% de la obtenida al aplicar la relación (1-2-14). Este error puede ser aceptable si se considera la incertidumbre en la determinación de ciertos parámetros como el coeficiente de permeabilidad por ejemplo.

### c) Drenes Cerrados en un Terreno de Espesor Finito Alimentados por una Lámina de Agua Continua sobre el Terreno

Suponiendo que el dren es capaz de extraer un caudal  $Q$  por unidad de longitud, que la altura desde el dren a la superficie libre es  $a$ , y que la superficie impermeable es una línea de flujo, la solución al problema y se obtiene mediante la aplicación del método de las imágenes y superponiendo las soluciones. La Figura 1.35 esquematiza este sistema.



**Figura 31. Dren cerrado con lámina de agua continua**

En el esquema de la Figura 1.31 se tienen los distintos drenes considerados. Cada uno de ellos se encontraría en un medio infinito, con un patrón de flujo cilíndrico, y no existiría influencia de unos sobre otros.

En este esquema se pueden distinguir:

$C_r$ : Cañería real de la que se extrae un caudal  $Q$ . La pérdida de carga motivada por el escurrimiento hasta la galería misma es:

$$\Delta_r = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right) \dots\dots\dots (1-2-17)$$

en que  $R$  es el radio de influencia y  $r$  es el radio de la cañería (esta relación proviene de la hidráulica de pozos en condiciones de equilibrio).

$C_1$ : Cañería imagen de la real respecto a la superficie libre del agua. En ella se infiltra un caudal  $Q$ . La pérdida de carga motivada por ella en la ubicación de la cañería real (distancia  $2a$ ) queda dada por:

$$\Delta_1 = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \ln\left(\frac{R}{2a}\right) \dots\dots\dots (1-2-18)$$

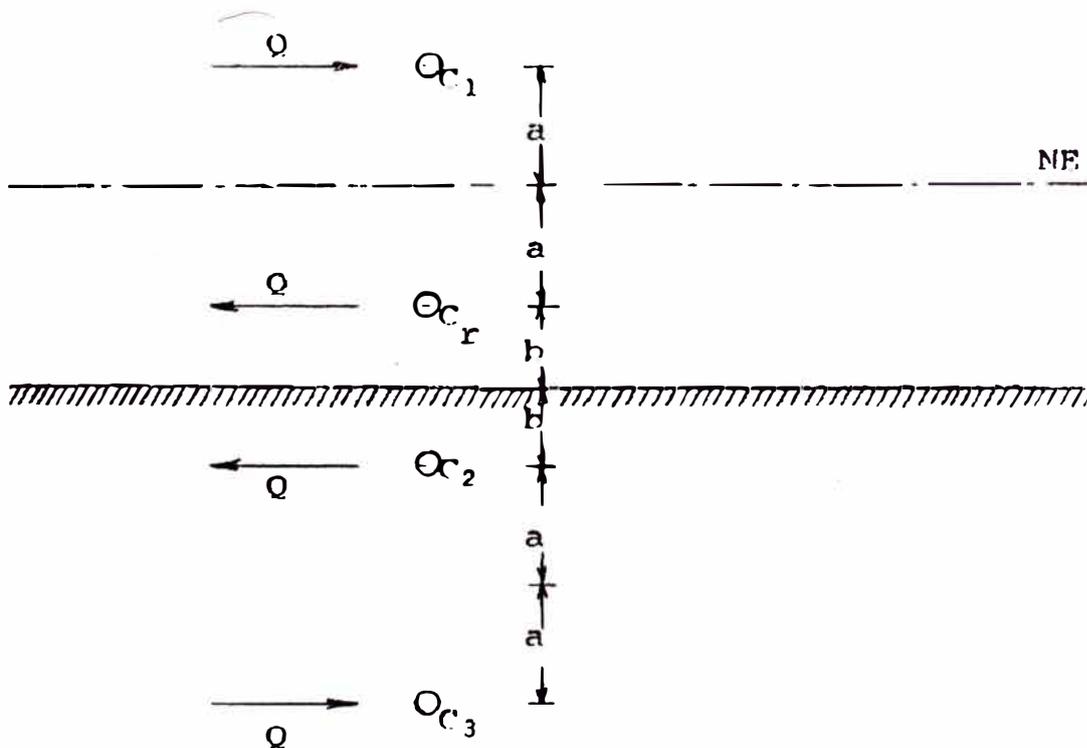


Figura 1.32 Esquema de Solución Mediante Imágenes

$C_2$ : Cañería imagen de la real respecto a la superficie impermeable. De ella se extrae un caudal  $Q$ . La pérdida de carga motivada por esta cañería en la ubicación de la cañería real (distancia  $2b$ ), queda dada por:

$$\Delta_2 = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \text{Ln} \left( \frac{R}{2b} \right) \dots\dots\dots (1-2-19)$$

C<sub>3</sub>: Cañería imagen de C<sub>1</sub> respecto a la superficie impermeable. En ella se infiltra un caudal Q.  
 La pérdida de carga motivada por esta cañería en la ubicación de la real (distancia 2b+2a), queda dada por:

$$\Delta_3 = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \text{Ln} \left( \frac{R}{2 \cdot (a + b)} \right) \dots\dots\dots (1-2-20)$$

En estricto rigor, la superposición debería continuar ya que las cañerías de drenaje C<sub>2</sub> y C<sub>3</sub> tienen imágenes con respecto a la superficie libre que están ubicadas a (a+2b) y a (3a+2b), respectivamente, sobre dicha superficie. A su vez, estas dos nuevas cañerías tendrían imágenes con respecto al estrato impermeable que habría que considerar, y así sucesivamente.

Para fines prácticos sin embargo, basta considerar las tres imágenes C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> y C<sub>3</sub>, ya que el error que se comete al despreciar el resto de las imágenes resulta inferior a un 10% para valores de a/r ≥ 10.

La pérdida de carga total en la ubicación de la cañería de drenaje real queda dada por:

$$\Delta_0 = \Delta_r + \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \dots\dots\dots (1-2-21)$$

con lo que al reemplazar las pérdidas de carga individuales se tiene:

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \left[ \text{Ln} \left( \frac{R}{r} \right) + \text{Ln} \left( \frac{R}{2 \cdot a} \right) + \text{Ln} \left( \frac{R}{2 \cdot b} \right) + \text{Ln} \left( \frac{R}{2 \cdot (a + b)} \right) \right] \dots\dots\dots (1-2-22)$$

ó

$$\Delta_0 = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot K} \cdot \text{Ln} \left( \frac{2a}{r} \cdot \frac{a + b}{b} \right) \dots\dots\dots (1-2-23)$$

Considerando que Δ<sub>0max</sub> = a, el caudal máximo que puede obtenerse por unidad de longitud de cañería queda dado por:

$$Q_{max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot a}{\text{Ln} \left( \frac{2a}{r} \cdot \frac{a + b}{b} \right)} \dots\dots\dots (1-2-24)$$

Este tipo de drenaje además de usarse para mantener ciertos niveles del agua sobre la superficie del terreno, se utiliza para el aprovechamiento del agua drenada aguas abajo.

### Equipos de perforación de subdrenes horizontales

El rendimiento de las perforaciones depende del equipo que se esté empleando y del tipo de material. En condiciones ideales se pueden tener rendimientos hasta de 50 metros/día, pero habitualmente el rendimiento está por debajo de los 10 metros/día.

Entre los equipos de perforación utilizados para la construcción de subdrenes horizontales se pueden mencionar los siguientes:

#### **1. Equipo a Rotopercusión**

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

#### **2. Equipo a rotación Hidráulica**

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

#### **3. Equipo a Rotación simple (Auger)**

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

#### **4. Equipo a percusión**

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

### Diseño de Subdrenes de penetración

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

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

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

Existen algunas metodologías de diseño para determinar el espaciamiento entre drenes entre los cuales se encuentran los métodos de Choi (1977), Prellwitz (1978), Kenney

(1977). Sin embargo, estas metodologías tienen poca aplicabilidad por cuanto no tienen en cuenta los parámetros geológicos y tratan el suelo como un elemento homogéneo. El procedimiento de Kenney utiliza cuatro situaciones diferentes.

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

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

Donde:

S = Separación entre drenes

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

K = Permeabilidad de la formación

q = Caudal unitario del subdren.

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

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

#### Observaciones a tener en cuenta en el diseño de subdrenes horizontales

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

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

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

En suelos o rocas de permeabilidad grande o cuando las cabezas de agua son altas (más de 10 metros) su efecto es sorprendentemente eficiente y con unos pocos drenes se logran abatimientos grandes de cabeza y extracción de caudales importantes de agua.

Su efectividad es menor en suelos arcillosos especialmente, si la cabeza de presión es pequeña.

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

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

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

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

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

#### Mantenimiento de subdrenes de penetración

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

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

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

Holtz y Schuster (1996) recomiendan realizar mantenimiento de los drenes cada cinco a ocho años, donde existan materiales finos que se puedan sedimentar o raíces que puedan crecer dentro del dren. Sin embargo, se han reportado casos en los cuales el crecimiento de las raíces puede requerir el cambio de los drenes cada dos años. En ocasiones la tubería se rompe o se deforma y es necesario rehacer los drenes.

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

### 1.3.4 Colchones de Drenaje

Las capas de material drenante que se colocan debajo de terraplenes, generalmente después de remover los suelos sueltos se les conoce como colchones de drenaje (Figura 1.33). Generalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 centímetros de espesor envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje .

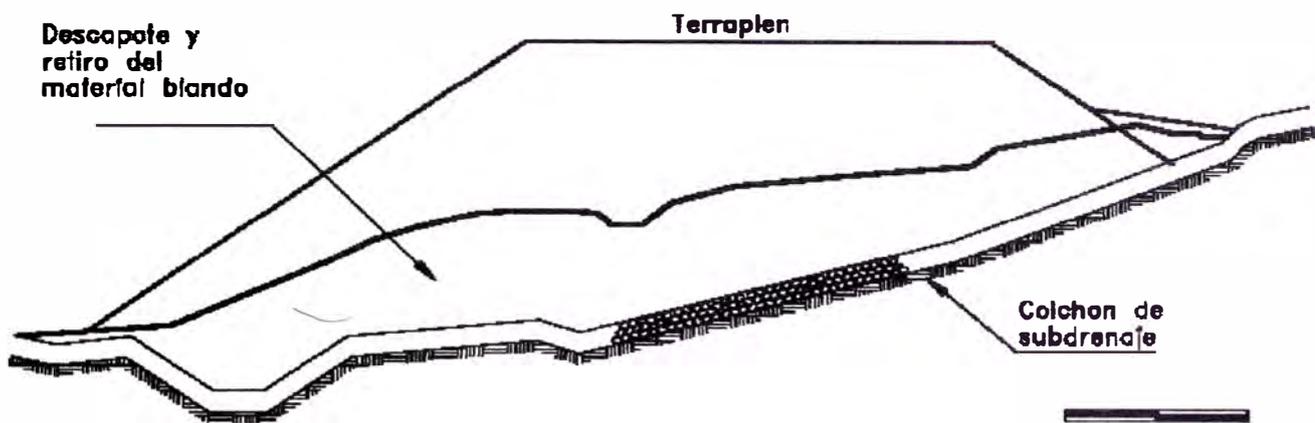
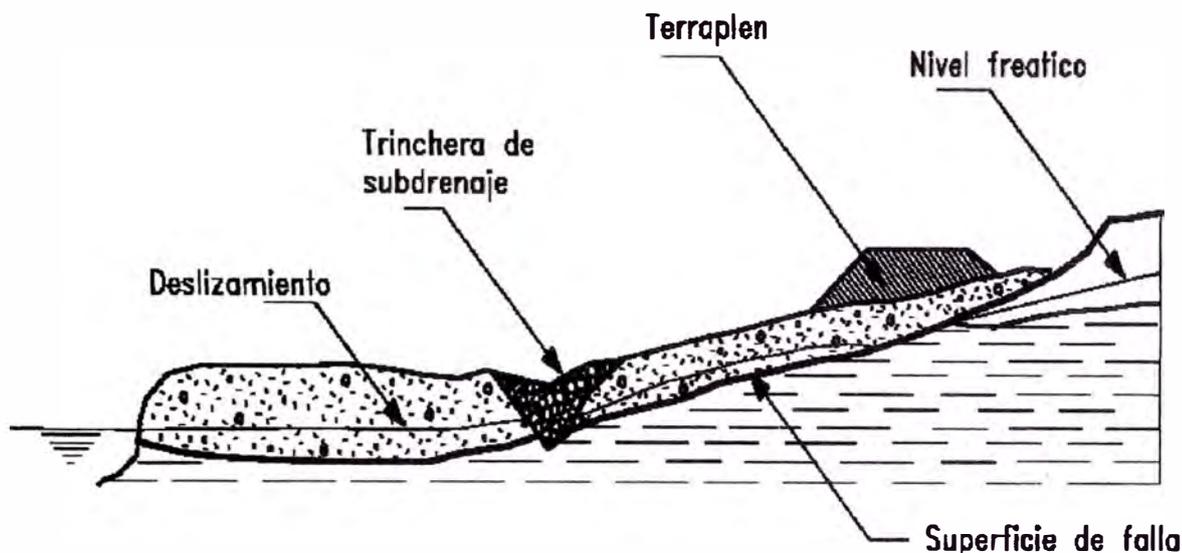


Figura 1.33 Diagrama de un colchón de drenaje colocado debajo de un terraplén.

### 1.3.5 Trincheras Estabilizadoras

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas generalmente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo espina de pescado. La zanja posteriormente se rellena con enrocado o con material común de acuerdo a las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla (Figura 1.34).

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



**Figura 1.34** Esquema de una trinchera estabilizadora.

### 1.3.6 Pantallas de Drenaje

Las pantallas de drenaje son estructuras similares en apariencia a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea (Figura 1.35).

Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

#### 1. Filtro sobre la superficie del talud

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

#### 2. Estructura de contención o retención

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

#### 3. Subdren colector

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

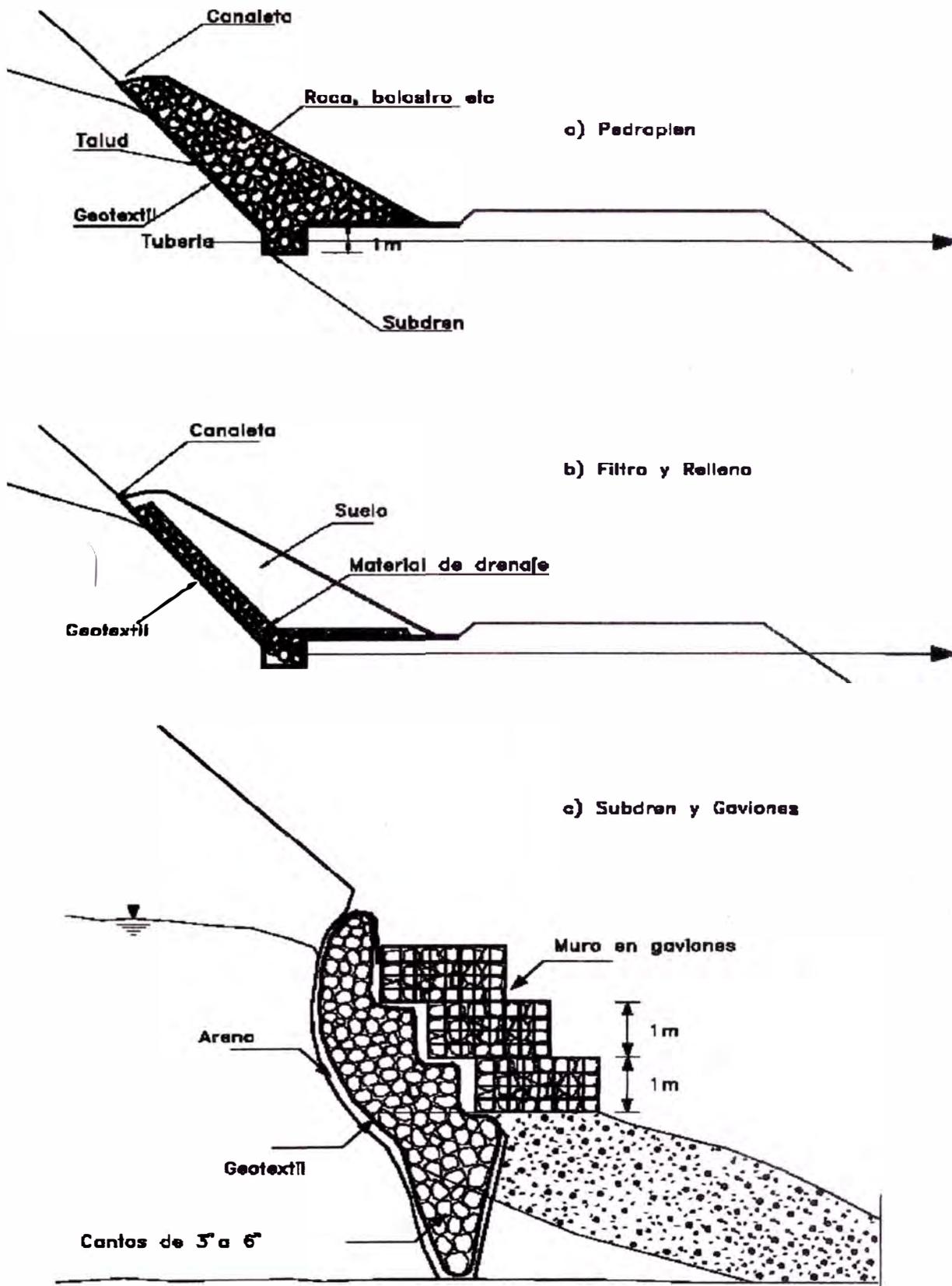
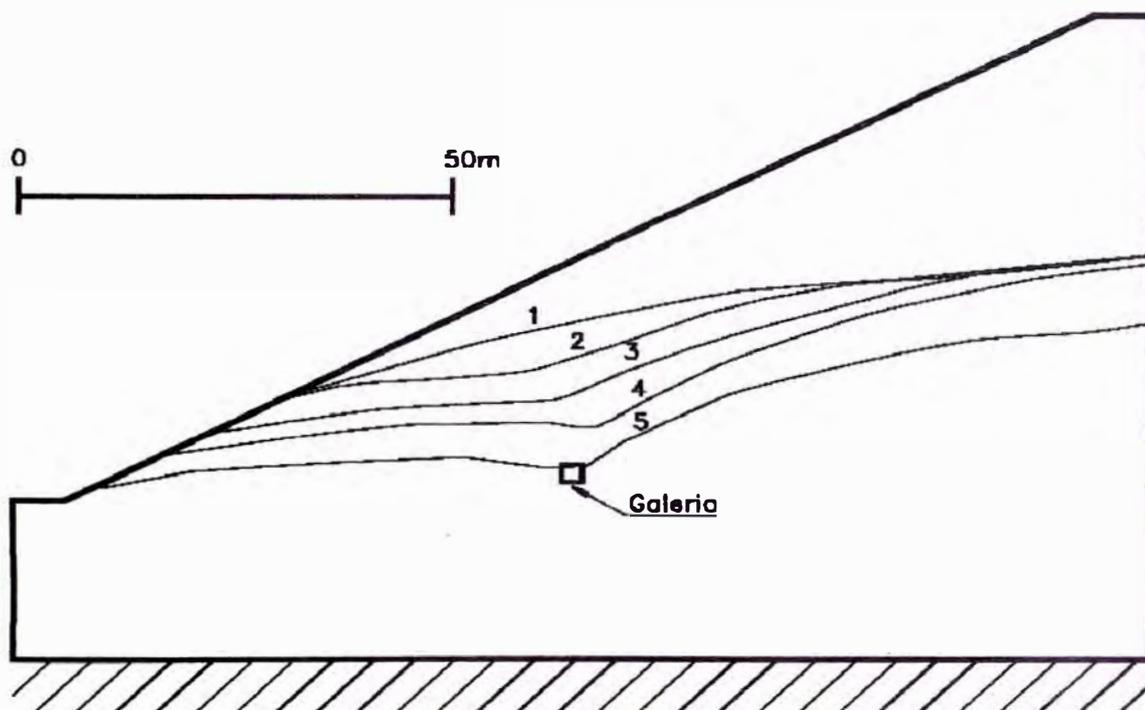


Figura 1.35 Ejemplos de subdrenes de pantalla.

### 1.3.7 Galerías de Drenaje

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es el de disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud (Figura 1.36). Las galerías de drenaje deben tener una sección adecuada para facilitar su construcción y se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.

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



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

**Figura 1.36 Evolución de la línea de nivel freático al construir una galería de drenaje.**

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

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

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

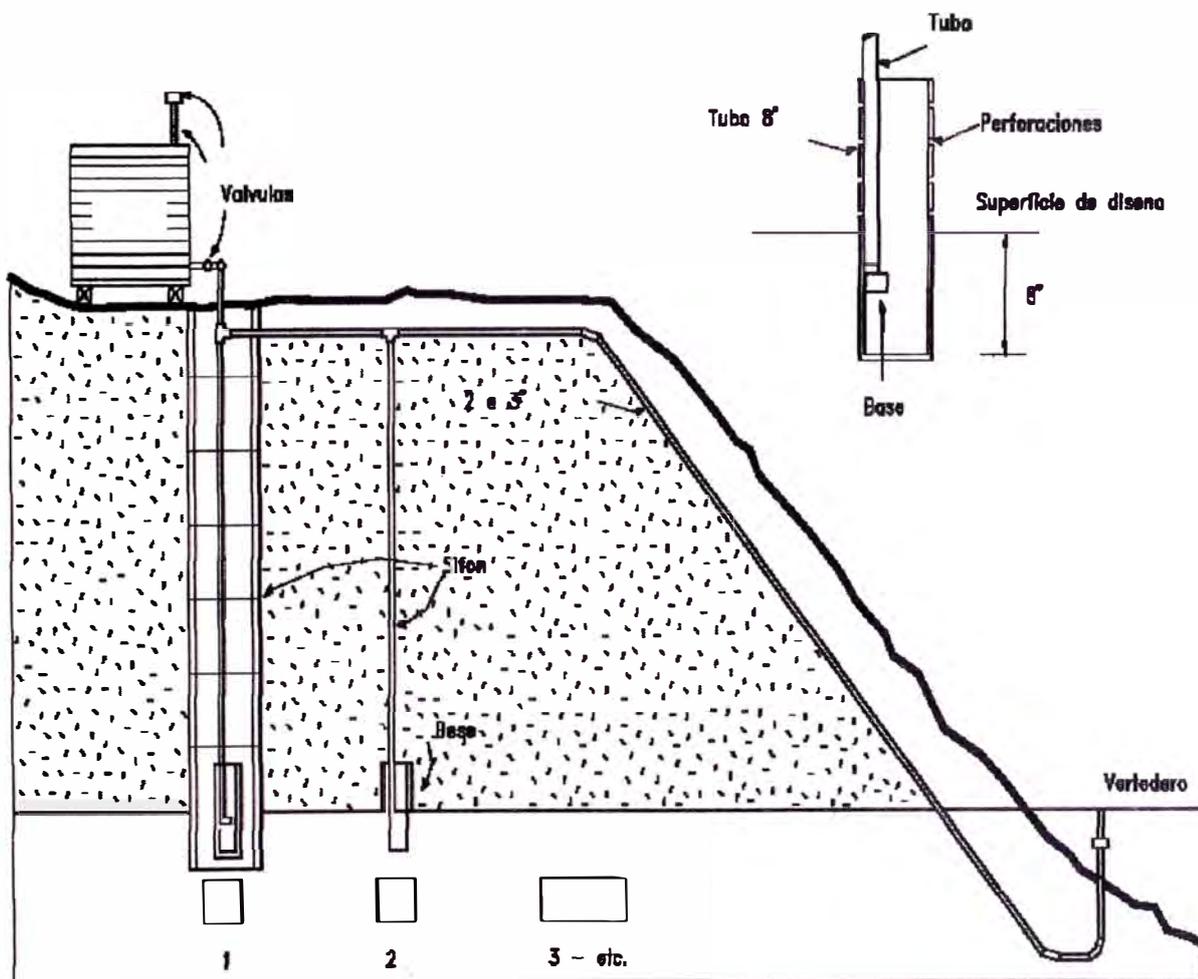


Figura 1.37 Pozos verticales de subdrenaje utilizando un sistema de bombeo y sifón.

### 1.3.8 Pozos Verticales de Drenaje

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

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

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

El espaciamiento de los pozos depende de la estructura de las formaciones. Si aparecen juntas verticales es posible que los pozos no intercepten las presiones de agua, como sí ocurre cuando el drenaje natural de la formación es horizontal. Debe tenerse en cuenta que es más efectivo incrementar el número de pozos que aumentar el diámetro.

Los espaciamientos más comunes varían de 3 a 15 metros. La profundidad depende del espesor de la zona inestable y la estabilidad requerida. Se conoce de drenes hasta de 50 metros de profundidad (Abramson 1996).

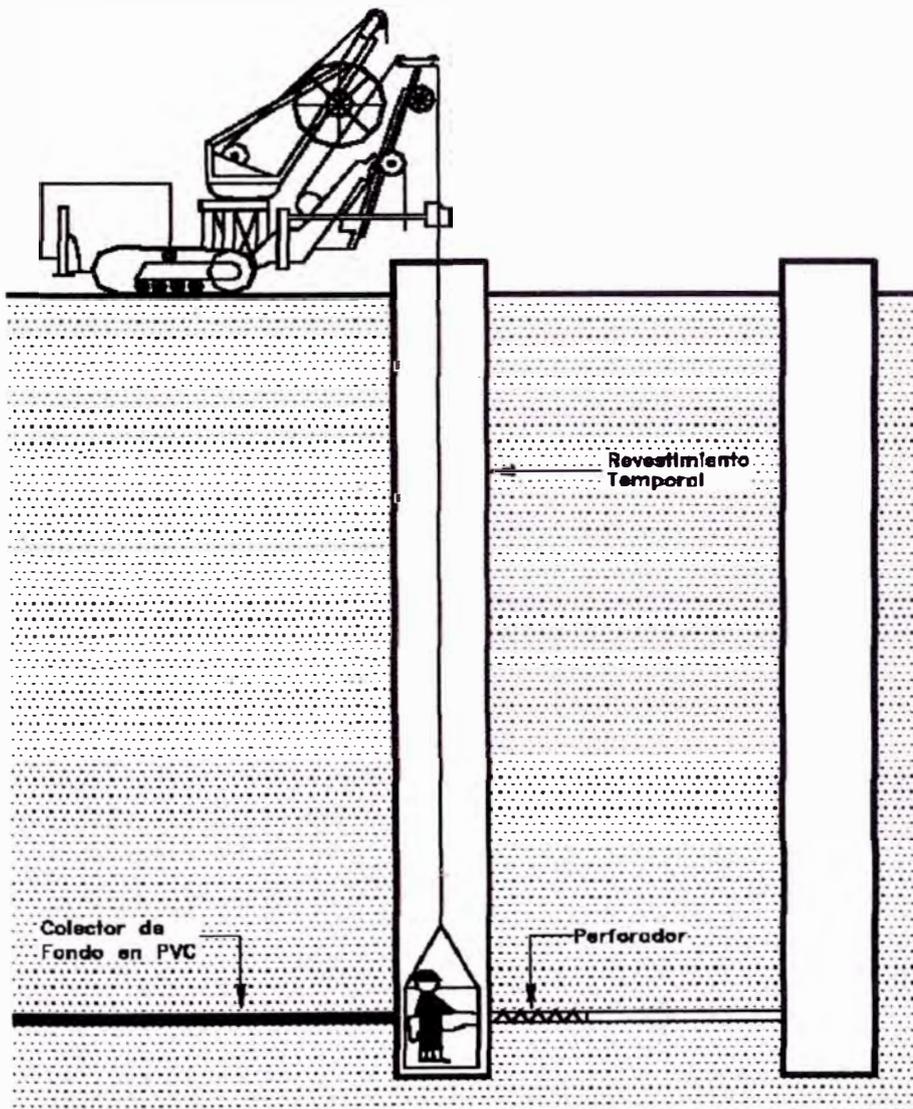
La utilización de grupos de pozos verticales que drenan por gravedad ha aumentado en los últimos años debido a que adicionalmente al efecto de drenaje, ayudan al control de asentamientos de consolidación en los casos de terraplenes sobre suelos blandos (Holtz, 1991). El sistema consiste en la construcción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

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

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

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

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



**Figura 1.38**  
**Construcción de**  
**ductos de**  
**conexión**  
**entre pozos**  
**verticales.**

### **1.3.9 Soluciones Tecnológicas para Drenaje usando Control Automático de Aguas Subterráneas.**

El continuo progreso tecnológico en el campo de la monitorización de las aguas subterráneas, la aplicación de nuevos materiales y el desarrollo de las telecomunicaciones, permite recoger, de alguna manera, las soluciones tecnológicas, que en el campo de la ingeniería se han desarrollado para el control y vigilancia de las aguas subterráneas. Para ello se describen los diferentes sistemas que son de mayor uso dentro de cada una de las fases que constituyen un proceso de monitorización, estas son, la medida de parámetros, el registro de los mismos, su transmisión y finalmente la evaluación y gestión de los datos obtenidos. La combinación acertada de estos equipos y una buena gestión de los mismos puede resultar en una excelente herramienta para la vigilancia y el estudio de los recursos hidrogeológicos.

El control y la vigilancia de las aguas subterráneas es uno de los primeros pasos que deben plantearse en orden a establecer una serie de medidas, relacionadas con la utilización y la protección de los recursos hidrogeológicos, para poder abordar los problemas de sobreexplotación y contaminación que afectan, cada vez mas, a los acuíferos en todo el mundo.

En el proceso de monitorización de cualquier sistema (aguas subterráneas, aguas superficiales, atmósfera, ...) se pueden distinguir fundamentalmente cuatro fases:

1. Medida de parámetros.
2. Registro de datos.
3. Transmisión de datos.
4. Tratamiento y evaluación.

Dentro de cada una de estas fases intervienen diferentes equipos diseñados específicamente para cumplir las funciones propias de cada una de ellas. De este modo, y para seguir un orden lógico, se describen a continuación estas tecnologías según la fase en la que intervienen, aunque en ocasiones no resulte fácil debido a la tendencia que existe en el diseño de equipos que puedan integrar diferentes fases.

## FASES DE CONTROL

### Medida de nivel piezométrico

La medida del nivel piezométrico permite cuantificar los volúmenes de agua almacenada en los acuíferos y controlar la explotación de los mismos, proporcionando, además, una valiosa información acerca del funcionamiento de estos sistemas naturales.

La importancia de este parámetro y de su medida, ha producido un importante desarrollo tecnológico destinado a la obtención en continuo del nivel piezométrico siendo las soluciones adoptadas diferentes en función del sensor utilizado y del principio físico en el que se basan.

### Sensores mecánicos

Los sensores mecánicos consisten en un sistema de flotador y contrapeso que, unidos por un cable, pasan por una polea que gira en función de las oscilaciones del nivel del agua. Si se requiere, estos giros pueden ser transformados en señales eléctricas bien mediante potenciómetros, bien mediante codificadores angulares o “encoders”; los primeros lo hacen a través de un sistema electromecánico de pequeños engranajes y los codificadores mediante un sistema electrónico de funcionamiento magnético u óptico. Estos últimos ofrecen una mayor precisión debido a la digitalización de la señal eléctrica, pero el uso de uno u otro convertidor dependerá, además de otros factores como el económico.

### Sensores de presión

La medida obtenida con estos sensores aprovecha la propiedad de algunos materiales en los que, cuando son sometidos a una corriente eléctrica, se produce una variación en esta debido a la deformación del material por la presión de la columna de agua. De esta forma, la variación de tensión eléctrica será proporcional a la altura de la columna de agua existente sobre el sensor.

Este dispositivo eléctrico es denominado transductor de presión, hablándose de sensores piezoresistivos cuando el material es sílice y de células capacitivas cuando se trata de materiales cerámicos. Los capacitivos ofrecen una precisión muy superior, pero la diferencia de coste y la precisión que ofrecen los sensores piezoresistivos próxima al 0.1%, más que suficiente para nuestros objetivos, hacen que sean estos últimos los más extendidos para la medida del nivel de agua mediante sensores de presión. Además, para rebajar los costes de reparación y mantenimiento, se han adoptado diversas soluciones como la posibilidad de desconectar el sensor del cable mediante dispositivos “plug-in”.

### Medición por burbujeo

Estos sistemas inyectan en el fluido aire comprimido en forma de burbujas a través de un tubo transmisor y utilizando un pequeño compresor interno. La columna de agua situada sobre el orificio de salida ejerce una presión que es transmitida a un sensor piezoresistivo de presión, de forma que, en este caso, no se mide la presión hidrostática, sino la presión de aire equivalente a esta.

Estos sistemas son utilizados mas frecuentemente en aguas superficiales, debido a sus límites de profundidad; aun así, existen equipos diseñados específicamente para la medida en aguas subterráneas.

### Medición por radar o ultrasonidos

Estos dispositivos determinan la profundidad del nivel del agua mediante el uso de ultrasonidos u ondas radar (microondas). Consiste en la medida del tiempo que tarda un pulso de estas ondas en su trayecto desde el emisor al agua, y de este, de nuevo al emisor al ser reflejado por su superficie; esta medida permite determinar la distancia a la que se halla el agua con respecto del sensor.

Los ultrasonidos tienen el inconveniente de que su velocidad de transmisión varía con la temperatura y, aunque se han adoptado diversas soluciones al respecto, el radar, que carece de este problema, es mas utilizado. Sin embargo no se usa en pozos debido a las importantes reflexiones que producirían las paredes del sondeo.

### **Medida de parámetros de calidad**

La preocupación por la calidad de las aguas subterráneas ha permitido un importante desarrollo en las tecnologías que permiten caracterizar el agua en función de ciertos parámetros físico - químicos.

De esta forma, hoy en día, los sensores mas frecuentes suelen medir:

- *Temperatura*: Importante para el control de las reacciones químicas. Estos sensores miden en rangos de 0 °C a 50 °C con una precisión de 0,15 °C.
- *PH*: Controla la actividad de iones de hidrógeno (acidez o alcalinidad). Miden todo el rango (0 –14 pH) con una precisión de 0,1 pH.
- *Reducción potencial de oxígeno (ORP)*: Importante si, por ejemplo, se riega con aguas tratadas de desechos industriales. Suelen medir en un rango de  $\pm 2000$  mV con un error de 2 mV.
- *Conductividad*: Mide la actividad iónica en soluciones acuosas, es utilizado también como índice de contaminación. Miden en diferentes rangos desde los 0 mS hasta 100 mS.
- *Oxígeno disuelto*: Junto con el pH y el ORP es un buen indicador de susceptibilidad del sondeo a la corrosión química. Pueden medir hasta 60 mg/l con una precisión del 0,5%.

Existen otros parámetros donde los equipos resultan demasiado costosos y necesitan una calibración frecuente; estos son por ejemplo: cloro residual libre, aceite en aguas fosfato amonio, fluoruros y nitratos.

Actualmente existen sondas “multiparamétricas” que integran varios sensores en su interior de forma modular pudiendo obtener diferentes combinaciones de sensores según las necesidades del usuario; además de esta manera se abaratan los costes de reparación al permitir la sencilla retirada de los sensores de forma individual.

### **Registro de datos**

El registro de datos consiste en el almacenamiento de las señales producidas por los sensores previamente convertidas a sus unidades correspondientes. El registro puede hacerse de forma analógica y en papel, tal y como funcionan los limnigrafos registrando el nivel de agua, y también puede hacerse digitalmente mediante registradores automáticos o data-loggers. Estos últimos se han impuesto sobre los primeros en el control de las aguas subterráneas debido a sus grandes prestaciones aunque, en ocasiones, la adopción de uno u otro sistema dependerá, de nuevo, de factores económicos y legales.

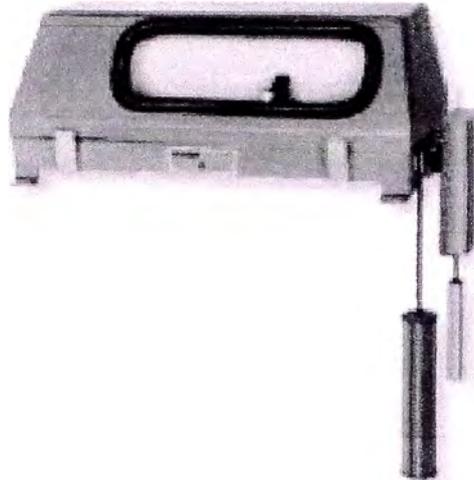
### **Limnigrafos**

Los limnigrafos transmiten el movimiento de un flotador y su contrapeso, mediante un sistema de poleas y engranajes, a una plumilla que imprime las oscilaciones del nivel del agua en un papel enrollado entorno a un tambor giratorio. La escala de impresión o “reducción de alturas” es variable en función del recorrido del cable a través de las poleas, del tamaño del tambor y de la velocidad de rotación del mismo, variable mediante un mecanismo de reloj. La precisión depende, a su vez, del diámetro del flotador, que debe moverse libremente, de la reducción de alturas, y de si tiene indicador de inversión o no. Los limnigrafos suelen estar provistos de registros de inversión, es decir el registro de las variaciones de nivel no está limitado a la anchura del tambor. Un husillo de inversión hace que se registren los valores en el papel, invertido hacia adentro, a partir de cierto valor. El dispositivo de registro situado en el extremo izquierdo del tambor, indica en combinación con el mecanismo registrador inversor, si al efectuarse la inversión de la escritura se registra un descenso o un aumento del nivel del agua.

De esta forma podemos llegar a obtener precisiones de hasta 1 cm y una operatividad que oscila entre 32 días con relojes mecánicos y 500 días con relojes de cuarzo.

Tradicionalmente los limnigrafos se han venido instalando en todo el mundo por su gran efectividad y durabilidad, hoy en día estos equipos no solo siguen fabricándose en gran número, sino que

además se han buscado diferentes opciones para contribuir a su evolución y desarrollo; as., se han diseñado limn.grafos verticales mejor adaptados para la medida en aguas subterráneas, limnigrafos accionados mediante sistemas de burbujeo, limn.grafos que registran además curvas de temperatura, etc. Una tendencia actual, es la de adaptar estos equipos para que admitan pequeños registradores automáticos dotándoles de un doble registro (Fig. 1.39).



**Figura 1.39 Limnógrafo con registrador automático**

#### Data-Logger

Los registradores de datos automáticos o data-logger consisten básicamente en una memoria de estado sólido que almacena señales eléctricas interpretándolas y transformándolas en unidades útiles mediante algoritmos matemáticos aplicados mediante un microprocesador.

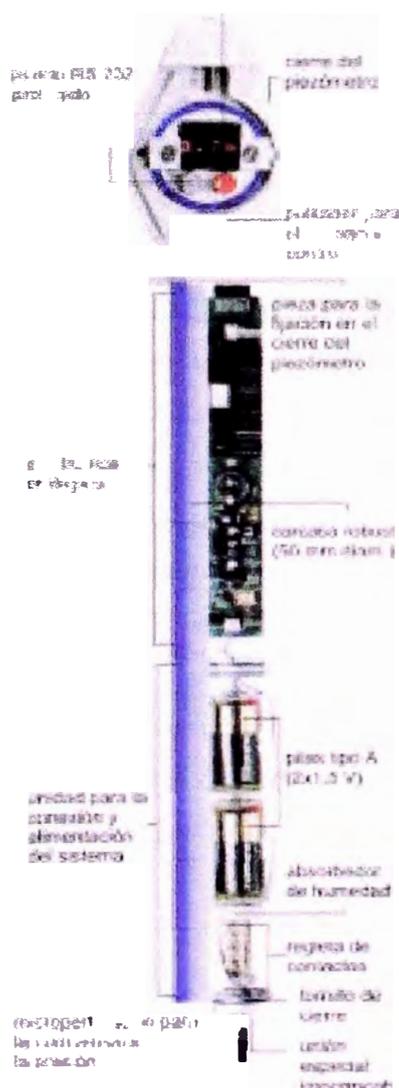
Por un lado existen grandes unidades que permiten el registro de muchos tipos de medidas gracias a sus múltiples entradas, cada una de ellas programables de forma independiente. Son equipos de gran capacidad de memoria (mas de 250.000 medidas) que además permiten la transmisión de información bien mediante tarjetas de memoria magnéticas o bien mediante distintos tipos de interfaces que permiten su conexión a un ordenador portátil u otra unidad de lectura.

Sin embargo, la aplicación de estas unidades se ha visto orientada a otros campos como el de la meteorología o el de las aguas superficiales, donde las gran cantidad de parámetros a controlar necesitan de equipos muy potentes. Para aguas subterráneas se han desarrollado equipos mas compactos y adaptados para su colocación en el interior de los pozos o piezómetros (Fig 1.40); estos, consisten también en una memoria, un microprocesador y una batería que alimenta tanto a los sensores como al microprocesador proporcionando una completa autonomía al equipo; todo ello protegido adecuadamente para su colocación en el interior del piezómetro. Incluyen en su diseño

conexiones para la transmisión de datos, bien mediante salida RS 232 o mediante un IRDA (interfaces óptico).

Las pilas pueden ser sustituidas por una batería recargable o por la instalación de paneles solares; el consumo de estos registradores depende en gran medida de los sensores que tengan que alimentar y de la frecuencia de las medidas, pero aproximadamente pueden lograr una autonomía de un año con medidas cada 15 minutos registradas a partir de un canal en serie adaptado para sondas multiparamétricas.

Pueden realizar medidas a partir de un segundo y llegan a almacenar hasta 60.000 valores, aunque, por supuesto estos valores varían en función de los diferentes modelos existentes.



**Figura 1.40 Data - logger compacto para la instalación en piezómetros.**

### Sensores inteligentes

La tendencia en el diseño de equipos para el control de las aguas subterráneas, es la de desarrollar instrumentos capaces de efectuar varias funciones a la vez. De esta manera surgen los denominados

sensores inteligentes, capaces de medir, registrar y transmitir a la vez. Se trata de equipos muy compactos que integran el sensor de medida y la memoria en un mismo instrumento y que, por el momento, permiten únicamente la lectura de un solo parámetro.

Para la medida del nivel del agua se han diseñado pequeños instrumentos que se instalan en profundidad ya sea tanto por encima del nivel del agua (c/medición mecánica) como por debajo de ella (c/sensores de presión) y se comunican con el exterior mediante un cable que funciona a la vez como sujeción y como interface para la comunicación y extracción de datos. Existen otros equipos que se pueden adaptar a limnigrafos y que utilizando el mismo sistema de flotador y contrapeso que estos, registrando automáticamente las variaciones de nivel de agua. El consumo de todos estos equipos es muy inferior al resto, llegando a tener una autonomía mayor de 10 años; esto, junto con sus pequeñas dimensiones, bajo costo y fácil instalación hacen que sean equipos muy adecuados cuando sólo se quiere medir de forma automática el nivel del agua, aunque futuros diseños prometen la medida conjunta de otros parámetros.

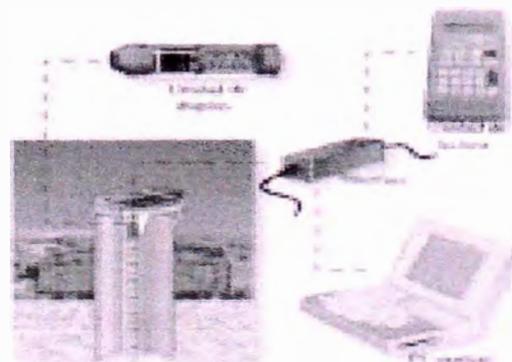
## Lectura de datos

### Unidades de display

Las unidades de display permiten leer directamente las medidas del sensor convertidas ya por el data-logger, prescindiendo de unidades de lectura; por ello, estas unidades casi siempre digitales están incorporadas en el propio registrador de datos. Su posición en el registrador debe facilitar una lectura rápida y cómoda y deberían evitar la extracción de todo el equipo. El inconveniente de estas unidades es que aumenta el consumo de batería, por lo que suele presentarse como algo opcional dentro de los diferentes modelos.

Además estas unidades permiten una lectura inmediata de otros parámetros muy importantes como son el número de valores registrados y el estado de las baterías.

Existen también unidades de display móviles muy portátiles que te permiten conectarte a múltiple equipos, pudiendo comprobar con uno solo de estos equipo el correcto funcionamiento de toda una red (Fig. 1.41).



**Figura 1.41** Modalidades de lectura

### Unidades de lectura

Las unidades de lectura (Fig. 1.42) o de manejo desempeñan dos funciones, por un lado sirven para capturar los datos registrados por el data-logger para después trasladarlos al ordenador central y por otro lado nos sirven para configurar el punto de control (escalímetro) variando la frecuencia de la medida, la fecha, la hora, etc. Ambos procesos se pueden realizar de dos formas. Una es conectando la unidad al punto de control, escalar al punto de control y extraer del data-logger los valores para m.s tarde llevar la unidad a la estación central (generalmente un PC) y volcar los datos. La otra forma es mediante tarjeta magnética evitándose el tener que volver a la estación central con la unidad.

Bastaría cargar la tarjeta de datos directamente con la unidad en campo pudiendo mandarla posteriormente por correo a la estación central. El proceso de configuración o escalamiento mediante tarjeta se realiza de forma inversa, desde el ordenador central se programa la tarjeta y en el campo se vuelca este programa en el registrador automático. Las tarjetas tienen unas dimensiones aproximadas de 85x54x4, con un peso de unos 20 grs. y con una capacidad de memoria de hasta 52.000 valores.

Existen unidades que sólo sirven para el escalamiento de la estación, pero mas común es que integren las dos funciones, llegando en algunos casos a incluir funciones de análisis in-situ.

En cualquier caso el coste de estos equipos resulta en ocasiones excesivo y la mejor solución es optar por un ordenador portátil, que te permite realizar las tres funciones (configuración, captura y análisis in situ) y donde la unidad de la tarjeta de memoria es sustituida por las ventajas del correo electrónico.

A pesar de esto, las unidades de lectura siguen teniendo grandes ventajas como son su alta resistencia a las inclemencias climáticas y a la prescindibilidad de poseer algún conocimiento informático para su uso.



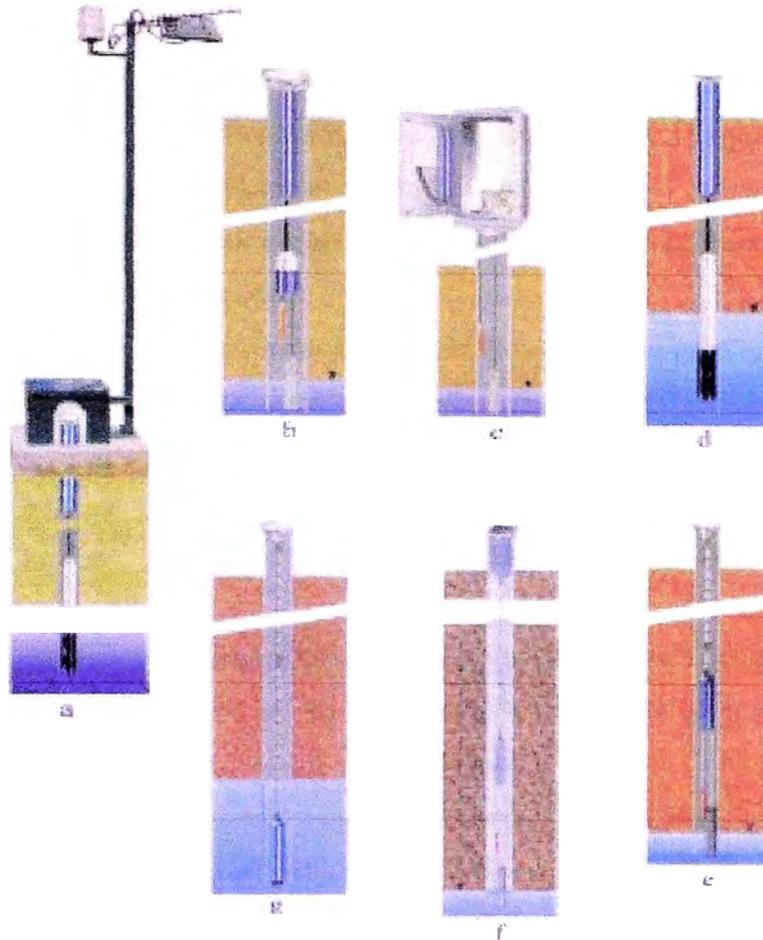
**Figura 1.42. Unidad de lectura**

### **Tele transmisión de datos**

Los sistemas de tele transmisión o transmisión “on-line” consisten en el intercambio de información de un lugar a otro, en este caso, de la estación central a los puntos de control y viceversa. , mediante sistemas que actúan a distancia de forma que ya no es necesario acercarse hasta los puntos de control para obtener datos. Esta transmisión a distancia puede realizarse de diferentes formas en función del medio utilizado; esto es algo que est. en constante evolución dentro del campo de las telecomunicaciones. Aquí., intentamos resumir las ventajas e inconvenientes de aquellos sistemas utilizados mas frecuentemente en sistemas de control ambiental.

Los elementos que siempre están presentes independientemente del método utilizado es la fuente de energía utilizada para alimentar el sistema. Los paneles solares, las baterías recargables de plomo hermético y los reguladores de carga son indispensables en instalaciones de este tipo cuando se les quiere dotar de un funcionamiento completamente autónomo. En función del sistema elegido, la antena en sus diferentes formas, también es obligatoria.

- *Línea telefónica* . Para instalar este sistema se necesita un módem conectado a la salida del data logger y a una línea telefónica común. Precisamente es la disponibilidad de estas líneas el problema fundamental de estos sistemas, sobre todo, cuando se trata de una red de control con numerosos puntos.
- *Radiofrecuencia*. La transmisión se hace a través de ondas de radio. Se trata de un sistema muy barato pero tiene el problema del alcance, que únicamente llega a cubrir distancias que oscilan entre 2 y 5 km. Además el uso común de frecuencias tan pequeñas facilita que existan muchas interferencias, debido a los numerosos usuarios con las mismas frecuencias.
- *Red móvil GSM*. Hoy en día es el sistema mas utilizado, debido a sus bajos costos en “llamadas” y a su sencillez de instalación, sólo es necesario conectar el registrador a una “unidad GSM” y asegurarse de la existencia de una buena cobertura.



**Figura 1.43 Ejemplos de configuración: A.- sonda multiparamétrica con data-logger compacto, transmisión GSM con alimentación fotovoltaica y registro de pluviometría. B.- sensor de nivel mecánico con data-logger compacto. C.- Limnógrafo con potenciómetro y data-logger integrado. D.- sonda multiparamétrica con data logger compacto. E.- sensor inteligente de medición mecánica. F.-sensor inteligente de medición mecánica con modulo de transmisión GSM. G.- sensor inteligente con sensor piezoresistivo.**

- *Via satélite.* A comienzos de los 60, el mundo de las telecomunicaciones fue revolucionado con la introducción de sistemas satélites para dar satisfacción a los problemas de comunicación a largas distancias. Las posibilidades de cubrir grandes zonas geográficas y la eliminación de repetición que requerían los sistemas terrestres, hicieron de los satélites una alternativa atractiva en toda clase de comunicación a distancia ya que hicieron posible la implementación de redes globales con sólo tres modos. Podríamos hablar de diferentes sistemas de satélites que dan un servicio adecuado (Inmarsat, Meteosat, Hispasat, Orbcomm, etc.); sin embargo solo entraremos un poco en detalle en los sistemas de baja órbita por ser el sistema de transmisión por satélite más reciente.

### Sistema Satélite de baja órbita

Este sistema consta de una constelación formada por 28 satélites en órbita baja que proporciona servicios de comunicación bidireccional de datos y localización de todo tipo de activos. El sistema est. concebido para proporcionar capacidad de tráfico de datos tipo mensaje con una cobertura global en todo el planeta mediante terminales fijos o móviles de pequeño tamaño y bajo coste.

El sistema funciona de la siguiente manera:

El usuario (punto de control) envía un mensaje de solicitud al seguimiento espacial para transmitir. Un satélite visible comprueba la autorización del usuario, busca una frecuencia libre y se la asigna al terminal. El terminal transmite su información al satélite, que a la vez la vuelca en una estación terrena (Gateway) a la que el usuario est. adscrito. La estación terrena analiza el destino y encamina el mensaje a través de redes convencionales hasta el destinatario final. (Internet, X.25, X.400, líneas dedicadas, etc.).

En sentido contrario, desde un ordenador se teclea un mensaje y se transmite por una red convencional hasta la estación Gateway. El mensaje se transmite al satélite correspondiente que busca el terminal y vuelca el mensaje cuando esta visible.

Este sistema de transmisión tiene cobertura mundial, aunque para que la comunicación se realice en tiempo real es necesario que el terminal del usuario y la Gateway a la que esta asignado sean visible simultáneamente por un mismo satélite. Si esta situación no se produce se debe esperar hasta que ocurra.

### **Evaluación de datos**

El seguimiento de los datos adquiridos en las fases anteriores debe realizarse en la estación central, que frecuentemente se trata de un ordenador personal, utilizando además las herramientas necesarias en función de los objetivos pretendidos. Se trata de un conjunto de programas que se configuran en lo que se denomina “Software de gestión y evaluación” y que deben permitir realizar una serie de funciones para obtener los mejores resultados posibles, como por ejemplo:

- Importación de archivos en sus diferentes formatos.
- Uso de multigráficos, versatilidad en las salidas gráficas.
- Gestión de base de datos y posibilidad de aplicación en GIS.
- Interpretación de datos, mallados, introducción de funciones matemáticas, etc.
- Posibilidad de incorporación en modelo matemáticos, ensayos de bombeo, etc.
- Sistemas de gestión con posibilidad de avisos y alarmas.

## 1.4 OTROS CASOS

### 1.4.1 Proyecto Especial Chavimochic

En el año 1988 se tuvo la oportunidad de aplicar la técnica de simulación de la napa freática a un caso concreto, se quería predecir cual sería el impacto de la irrigación sobre el nivel freático en los valles de Chao, Virú Y Moche, los cuales se encontraban con niveles freáticos más o menos profundos debido a una significativa explotación de aguas subterráneas.

### 1.4.2 Gestión de las Aguas Subterráneas en zonas urbanas, aplicación en Barcelona (España)

Se analiza la metodología que se ha seguido en un amplio estudio para la caracterización hidrogeológica en la ciudad de Barcelona dentro de un marco de gestión sostenible de los recursos hídricos y en contacto directo con las autoridades locales (UPC et al 1997). En primer lugar se hace hincapié en cuáles han sido las motivaciones de los gestores locales para abordar este estudio. Posteriormente se presenta el esquema de trabajo, que ha consistido en tres pasos: (1) identificación de los procesos, (2) caracterización hidrogeológica y (3) gestión de los recursos hídricos. Los gestores públicos deben considerar las aguas subterráneas como uno de los aspectos a tener en cuenta en el momento de la planificación. En ciudades como Barcelona, u otras en las que se observa un progresivo ascenso de los niveles freáticos que afectan a las infraestructuras urbanas. Su visión ha de contemplar tanto un recurso complementario (riego de parques y jardines, limpieza de calles, redes secundarias de distribución), como una limitación (protección de infraestructuras, limitaciones sobre la construcción, adecuación de los planes urbanísticos), y en cualquier caso deberá actuarse con conocimiento de causa.

### 1.4.3 Metodología propuesta para el diseño de un drenaje subterráneo en plátano (musa aab) en tres series de suelos de la zona sur del lago de Maracaibo

Este trabajo hace referencia al uso de una metodología para el diseño de un sistema de drenaje subterráneo en parcelas sembradas con el cultivo plátano. El estudio fue realizado en tres series de suelo, ubicadas al sur del Lago de Maracaibo. Las series de suelos estudiadas fueron: Chama, la Raya y Onia. Para cada una de ellas se da a conocer: el coeficiente de drenaje, permeabilidad del suelo, agua aprovechable, carga hidráulica y espaciamiento entre drenes. En la determinación del espaciamiento entre drenes se utilizó la fórmula de DONNAN, encontrándose que dicho espaciamiento depende no solo de las características físicas del suelo, sino de la profundidad en la cual se encuentra ubicada la capa impermeable del suelo.

## **CAPITULO II**

### **METODOLOGIA DE ESTUDIO**

#### **2.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

En el presente capítulo se presenta la metodología seguida para resolver el problema del drenaje en el área del proyecto de habilitación urbana, el fin es de obtener un proyecto que deprima el nivel de la napa freática, este proyecto debe ser económico y eficiente.

#### **2.2 METODOLOGÍA**

La metodología del estudio sigue los siguientes pasos:

a) Se encuentran parámetros técnicos de la zona, tales como características de los suelos y aguas subterráneas, relieves topográficos, infraestructura de riego y drenaje existente, características de las zonas colindantes como la barra costera del litoral marino y de la margen derecha del río Mala donde descargaría el sistema de drenaje, los que permitirían seleccionar el sistema de drenaje más apropiado, el espaciamiento entre drenes, así como pendientes, dimensiones, etc.

b) Perforación de los pozos de prueba en puntos estratégicos, cuya perforación dependió de la posición de la tabla de agua y de la naturaleza del espesor permeable, que en su mayoría estuvo limitado por una capa de grava que definió la profundidad de perforación, que en promedio fue un promedio de 1.50 m de profundidad respecto al nivel del suelo, siendo el máximo 1.89 m y el mínimo 1.12 m.

Se repitieron como mínimo 2 procedimientos en cada prueba o pozo, para seleccionar el mejor ejecutado.

Finalmente se tomaron las medidas características del pozo y nivel del agua, respecto al nivel de referencia y al nivel del suelo.

Los valores de la conductividad hidráulica para cada pozo se determinaron haciendo uso de las fórmulas para este tipo de prueba, así como también se determinó haciendo uso del Nomograma de Ernst, el cual sirvió como valor de referencia para el determinado por fórmula.

Estos Pozos se mantuvieron activos y sirvieron para tomar los datos de campo durante varios meses de nivel de agua subterránea, datos que sirvieron para elaborar planos reales de hidroisohipsas, isoprofundidades y sentido de flujo.

Los resultados de las Pruebas de Conductividad Hidráulica fueron:

Número	Prueba	Permeabilidad (K=m/día)
1	Pozo N° 01	4.49
2	Pozo N° 02	9.50
3	Pozo N° 03	4.60
4	Pozo N° 04	1.40
5	Pozo N° 05	2.35
6	Pozo N° 06	2.90
7	Pozo N° 07	2.40
8	Pozo N° 08	2.20
9	Pozo N° 09	4.20
10	Pozo N° 10	3.50

Tabla 2.1 Resultados de Pruebas de Conductividad Hidráulica

c) Se procedió a elegir los lugares adecuados y representativos del terreno para la prueba de infiltración (4 puntos), y a instalar los cilindros infiltrómetros según las especificaciones técnicas para dicho ensayo.

Se llenó los cilindros interior y exterior instantáneamente hasta una lámina de 15 a 20 cm. el exterior y 30 cm el interior.

En el instante se procedió a registrar el valor de la primera lectura en un tiempo cero relativo. A partir de este instante se empezó a registrar cada 1, 2, 5, 10, 20, 40, 60 segundos. Cada ensayo de infiltración paso las 3 horas en la toma de registros de variación de nivel, además se debe mencionar que en algunos casos era necesario agregar agua para elevar el nivel debido a la rápida infiltración, y en otros casos no fue necesario.

Mediante los cálculos de gabinete usando hojas de cálculo, aplicando el método de mínimos cuadrados se determinó las funciones de infiltración acumulada y velocidad de infiltración instantánea para cada prueba de campo.

d) Para el muestreo de suelos se ubicaron 3 sitios adecuados y representativos del campo, luego en cada uno se cava una calicata de 50 cm de profundidad aproximadamente, de dicha calicata se extrajo un tanto de suelo de la parte alta, media y baja; los que se procedieron a mezclar homogéneamente. De esta mezcla se toma una muestra de suelo al azar de aprox. 1.0 Kg.

Luego se procedió a etiquetar el registro de la muestra, indicando el número de muestra, profundidad de muestreo, fecha, localidad, responsable de campo, etc, para su identificación

posterior y para ello ser llevados al Laboratorio de la Universidad Nacional Agraria de la Molina.

e) Para el análisis de muestras de aguas freáticas, se ubicó 4 pozos adecuados y representativos del campo, de los cuales se extrajo una muestra de agua aprox. de ½ litro en cada muestra, los cuales se cerró herméticamente y se procedió a colocar los datos de campo o registro tales como: número de muestra, fecha, responsable de campo, localidad, etc, para su identificación posterior, y para ser llevados al laboratorio.

f) La relación Cloro – Bicarbonato (intrusión marina), es un indicador de la presencia de la intrusión marina en el acuífero de la zona de la Laguna – Mala, y afectaría el comportamiento del subdrenaje superficial que se trata de proyectar en caso que se este produciendo actualmente y/o en el futuro lo cual debe preverse.

De los resultados de los análisis de las muestras de aguas efectuados para La Laguna Mala, se ha calculado esta relación Cloro-Bicarbonato, obteniéndose lo siguiente:

- Muestra M1, profundidad = 1.00 mts.	Rel. Cl / Bicarb. = 11.34
- Muestra M2, profundidad = 1.50 mts.	Rel. Cl / Bicarb. = 11.69
- Muestra M3, profundidad = 2.00 mts.	Rel. Cl / Bicarb. = 9.65
- Muestra M4, profundidad = 0.50 mts.	Rel. Cl / Bicarb. = 1.78

El agua de mar tiene una relación Cloro-Bicarbonato de aprox. 200, y se considera una contaminación sobre un valor de 20. Por lo que no existe actualmente índices de intrusión marina.

g) Con las interpretaciones de los análisis de campo y gabinete descritos anteriormente y los registros de las calicatas del estudio de geotecnia se elaboró los planos básicos para el diseño del drenaje subterráneo en la habilitación urbana de la playa el Quemao, tales como:

Plano de Hidroisohipsas de niveles de la napa freática.

Plano de Isoprofundidades de niveles de la napa freática.

Plano de áreas de recarga y sentido del flujo de la napa freática.

h) El diseño del sistema de drenaje, se ha concebido fundamentalmente teniendo en cuenta que la infraestructura final sobre el terreno drenado, va a ser un conjunto de viviendas de material noble, lo que determina una serie de requerimientos tanto técnicos como de habitad: en lo que

respecta a la conservación y operación de las estructuras de edificación, viales, recreacionales, etc, que permitan un ambiente seguro y comfortable.

De esta manera se desarrollo un programa de trabajo: que abarca un análisis detallado de campo y gabinete, no sólo del área urbanística, sino también del valle de Mala.

Es así que el sistema de drenaje propuesto, no sólo es entubado y totalmente enterrado, sino que tiene factores altos de eficiencia hidráulica de conducción subterránea, aprovechando la selección y el tipo de materiales de construcción de la zona, altamente permeables para el relleno de zanjas excavadas, tal que no incrementen los costos de construcción del sistema de drenaje.

Esta alta eficiencia hidráulica de conducción, ha permitido determinar que en el caso de producirse lluvias extraordinarias como las del Fenómeno El Niño, ocurridas en el Norte del Perú (1982-83 y 1997-98), puedan ser evacuadas normalmente al río Mala y luego al Mar, sin la permanencia de inundación en la zona del proyecto urbanístico.

Es conveniente mencionar que en el desarrollo de este informe, los parámetros seleccionados y las decisiones que se van tomando, están íntimamente ligadas bajo la evaluación técnica-económica de optimización, que satisfagan las condiciones básicas de buena operación, sean seguras y de los menores costos comparativos.

## **CAPÍTULO III**

### **APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA EN**

### **“CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO”**

#### **3.1 UBICACIÓN**

El terreno se encuentra ubicado a la altura del Km. 84.5 de la Panamericana Sur, ocupada un área aproximada de 35 Has., en la playa El Quemao entre los distritos de San Antonio y Mala.

El terreno tiene un largo o frente de playa de 1100 m y un ancho variable entre 260 y 450 metros.

La carretera Panamericana se encuentra a menos de 400 metros de distancia y un camino directo llega hasta el ingreso privado.

Existe un segundo acceso al terreno a través de una vía vehicular que bordea el río Mala y que funciona como malecón sobre el río.

Ambas vías serán afirmadas con un tratamiento de liga asfáltica para evitar la erosión.

#### **3.2 CLIMA**

El área de nuestra habilitación urbana tiene la característica de encontrarse con un clima seco, casi carente de lluvias con una humedad alta por encontrarse cerca de la playa, en verano puede llegar alcanzar temperaturas de hasta 35°C y en invierno llega hasta unos 11°C, pero con un alto porcentaje de humedad.

Cabe señalar que el fenómeno El Niño gradualmente esta abarcando con sus nefastas consecuencias más áreas, lo que implica que en algún momento puede empezar a variar el clima usual de esta zona.

#### **3.3 CARACTERÍSTICAS**

En el lugar se proyecta una habilitación para uso residencial en baja densidad (R1), con lotes que varían entre 600 y 1100 m<sup>2</sup> de área, con densidades por debajo de los 100 hab/Ha y con un porcentaje de áreas libres superior al 80%, lo que redundará en mayor calidad de vida y menor impacto sobre el entorno.

Se tendrá una vía vehicular de circunvalación que define 3 tipos de vivienda: Una primera hilera de 6 manzanas que alberga 45 lotes con vista al mar y acceso directo a la playa.

Un anillo (configurado por 2 hileras) de 13 manzanas y 91 lotes con vista a una gran laguna central de 28000 m<sup>2</sup>, parques, jardines y anfiteatro, absolutamente peatonal. Una cuarta hilera que contiene 2 tipos de lote; 26 lotes de 1000 m<sup>2</sup> de área, con parques interiores y áreas deportivas cercanas y un pequeño grupo de 23 lotes de 600 a 800 m<sup>2</sup> aproximadamente.

Adicionalmente existen otros parques; uno adyacente al cerro con actividades y juegos extremos para adolescentes, otro tipo de jardín decorativo previo al Club-House, un tercero como remate sur de la Laguna con área para fiestas infantiles y un cuarto para niños menores de 5 años en el lado norte.

En un área aislada con vegetación se ubica la primera zona deportiva a la cual se llega peatonalmente, la que alberga 2 canchas de tenis de arcilla y 2 canchas de frontón, previéndose espacio para que puedan duplicarlas y hacer 2 canchas de squash. Una segunda zona deportiva esta al lado Sur, junto al 2<sup>a</sup> acceso vehicular al terreno y contiene 2 canchas multiusos: 1 de pasto y 1 de cemento, además de una pista de bochas reservándose un área importante para parqueo de cuatrimotor, tubulares, zodiacs, jet skys, etc. y servicios complementarios.

Tendrá una vía vehicular y calle de pavimentos afirmados, un pasaje peatonal de suelo consolidado, el malecón de la playa tendrá adoquines de concreto, los senderos peatonales son de suelo consolidado y la alameda de la laguna será de adoquines de concreto. El agua potable vendrá proveniente de un pozo con estación de bombeo a un reservorio en la parte alta del cerro, con redes de distribución a cada lote. La red general de desagüe irá hacia una planta de tratamiento de lodos activados para obtener agua de riego.

La alimentación eléctrica en cada lote será con redes de baja tensión subterránea. La telefonía será suministrada por las empresas proveedoras.

### **3.4 HIDROLOGÍA DE LA ZONA**

#### Objeto del estudio hidrológico

El aspecto hidrológico a ser tratado dentro de este informe es en primer lugar el análisis del drenaje del conjunto urbanístico proyectado a fin de que armonice la ambientación urbana con los aspectos ecológicos y en segundo lugar el análisis del comportamiento de la laguna artificial proyectada ante la secuencia de los ciclos hidrológicos extremos como ante un aguacero extraordinario que por el hecho de que las lluvias son precisamente

desacostumbradas podrían producir efectos muy severos; como de un período de sequía extrema que podría secar la laguna proyectada.

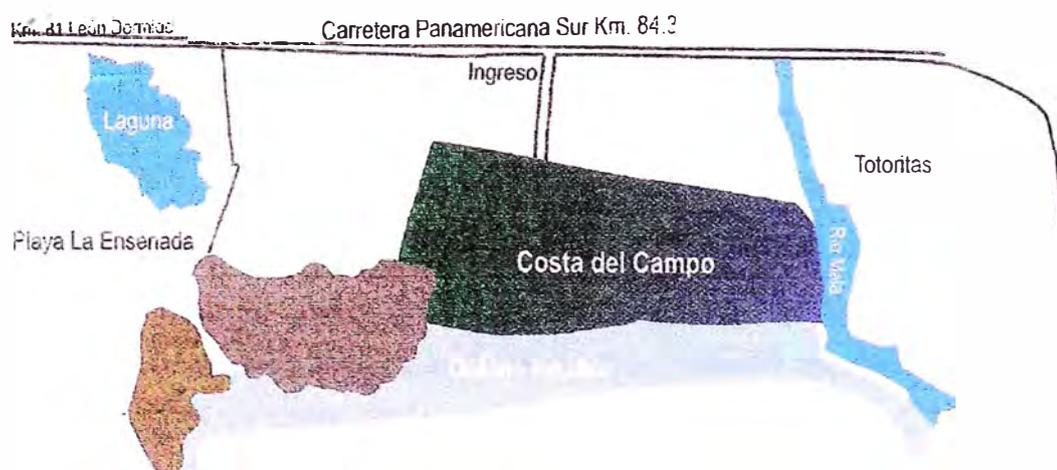
#### Fases y alcances del estudio

Las precipitaciones en el lugar a lo largo de los años (precipitación total mensual) y las precipitaciones anuales máximas (en 24 horas) permitieron establecer una tormenta de diseño.

Se enfocó la simulación de operación del embalse artificial proyectado para los dos casos ya mencionados determinando las cifras correspondientes para el diseño hidráulico. El estudio comprende; el balance hidrológico de la laguna artificial, el pronóstico del escurrimiento en el área comprometida y el efecto regulador del reservorio ante una tormenta extraordinaria.

#### El área de estudio

Los terrenos a urbanizar se encuentran ubicados en la margen derecha del río Mala que es su límite sur, por el este la carretera Panamericana Sur, por el oeste el Océano Pacífico y por el norte elevaciones y colinas menores; su extensión es de 35 hectáreas. Una particularidad remarcable de esta extensión es que subyace una napa freática muy superficial con su red de flujo presumiblemente definida tanto por el mar como por el cauce del río Mala. Se anota también la presencia de la franja de la Barra Costanera, de un material con parámetros de impermeabilidad más altos y que corre a lo largo de la costa el cual a su vez influye en el escurrimiento subterráneo.



**Figura 3.1**

### Información Básica

Se reviso las series de precipitación de las estaciones de las cuencas de los ríos Mala, Yauyos y Cañete, además de algunas de la cuenca del río Piura que son las que mejor registran y miden los eventos del fenómeno de la corriente El Niño. En cuanto a información sobre evaporación se adopto la registrada por la estación de Cañete.

### Series Seleccionadas

Después de un escrutinio de estas series se adopto como la que podría representar la precipitación plurianual en Mala; la serie de totales mensuales de lluvia de la estación PLU de Antioquia; pues la de Cañete, que es la mas cercana, ofrecía cifras insignificantes en todos los casos.

En cuanto a las precipitaciones extraordinarias, como quiera que en nuestras latitudes todavía no se ha registrado el fenómeno del Niño en magnitudes extremas, se adopto las series máximas de 24 horas de las estaciones PLU de Mallares y Pananga pertenecientes al departamento de Piura.

En lo que concierne a información sobre evaporación se adopto la registrada por la estación CO de Cañete.

### Análisis de Consistencia

Las series aceptadas no presentaron particularidades defectuosas como saltos o tendencias en sus parámetros estadísticos.

Para el caso de la serie de precipitación mensual total en la estación PLU de Antioquia se completo los datos faltantes de la serie histórica y se obtuvo una serie generada de 20 años, habiéndose utilizado el conocido programa HEC4.

### Descargas de Aguacero

El Régimen anual de las precipitaciones;

Como ya se ha dicho la serie de precipitación total mensual de Cañete, por ser la mas próxima seria la mas representativa de la lluvia que realmente cae en Mala; nos ofrece valores muy escasos, a causa de lo cual hemos preferido la serie de Antioquia, con alrededor de **85 mm anuales**, lo que confiere una pequeña representatividad a los influjos debidos a la precipitación. Esta serie que tiene valores cero la mayor parte de los meses del año, tiene valores distintos en los meses del verano, lo cual representa a las lluvias que

ocasionalmente caen en esta época. El valor mas importante extraído de esta serie para la modelación matemática es el promedio total anual.

A fin de establecer el efecto de una tormenta excepcional se verificó primero el análisis de las tormentas máximas en el lugar para cuyo efecto se asumió las series de Mallares y Pananga como las representativas del sitio debido a los eventos hidrometeorológicos del Fenómeno El Niño, adoptándose así las series de Piura ya mencionadas las cuales pertenecen a la costa.

Asumimos que la vida útil de esta urbanización será de 50 años. Este horizonte se justifica puesto que al cabo de un término así, aquellas sufren un cambio en su uso y con ello se producen modificaciones en cuanto a su concepción inicial.

A manera de análisis de riesgo, como ejemplo decimos que existe un 5% de riesgo que la tormenta de los 488 años se presente antes de los 25 años. A base de este criterio y considerando los costos de la infraestructura urbana que se pone en riesgo hemos asumido un valor ligeramente por encima del 10% lo que nos lleva a un periodo de retorno recomendable de 500 años.

En cuanto al Tiempo de concentración, si hablamos del tiempo de respuesta de una cuenca pequeña se acorta sustancialmente debido a la urbanización de la misma, aún más si el sistema de drenaje resultante de la construcción de pistas y veredas es eficiente. Después de tratar datos registrados en cuencas urbanizadas en Houston, Espey y Winslow propusieron el modelo matemático siguiente:

$$Tr = 20.8\phi(L/\sqrt{S})^a I^b$$

En la que

Tr = tiempo de concentración

$\phi$  = factor de canalización

I = porcentaje de cuenca impermeable

a = es un exponente a = 0.29

b = es un exponente b = -0.6

La cual transformado a nuestras unidades métricas resulta

$$Tr = 5.23\phi(L/\sqrt{S})^{0.29} I^{-0.60}$$

L = longitud del curso mas largo en Km,

I = adimensional

S = pendiente promedio, adimensional

Tr = en minutos

Con esta fórmula obtenemos para nuestro caso, con  $L = 1.5 \text{ Km.}$ ;  $I = 0.6$ ;  $\phi = 0.75$

$$S = 0.026$$

Tenemos  $T_r = 14,2$  minutos, adoptamos  $T_r = 15$  minutos

La intensidad de la precipitación juega aquí un rol muy importante pues la respuesta rápida de la cuenca y el incremento de la crecida hipotética contribuyen a hacer el evento más severo.

Se considero el modelo del Department of Water Resources de California para el cálculo de las intensidades de lluvia:

$$I = MAP * P * (1 + K_j * CV)^n * H^{-n}$$

En donde:

$I$  = intensidad en mm/hora.

$MAP$  = Precipitación anual promedio en mm.

$K_j$  = Factor de frecuencia relacionado con la distribución Pearson Tipo III

$CV$  = Coeficiente de variación para duraciones entre 5 minutos y 24 horas

$P$  = Tormenta promedio de una hora dada como fracción de  $MAP$ , siendo por tanto adimensional.

$H$  = Duración en horas de la tormenta

$n$  = Pendiente de la curva logarítmica intensidad-duración.

Según este modelo tenemos, para tiempos de concentración de 5, 10, 15 y 20 minutos, tomando los valores:

$$MAP = 88.3 \text{ mm}$$

$$K_j = -0.21$$

$$CV = 0.5$$

$$N = 0.48$$

Tomamos el valor  $I = 11.2$  mm/hora para un periodo de retorno de 500 años y un tiempo de concentración de 15 minutos.

La característica de mayor importancia de la inundación en una cuenca urbanizada según E .F Schulz y O. G. López de la Colorado State University; es que el tiempo de respuesta es muy breve y los picos de avenida o descargas instantáneas son muy grandes; debido a la parte impermeable de la superficie y al decremento drástico de la rugosidad que presenta esta superficie de escurrimiento; pues las superficies techadas o pavimentadas ofrecen menos resistencia al paso del agua. A partir de este criterio hemos discernido diferentes

tipos de superficie de toda el área considerada; asignando, de acuerdo a la observación profesional, las fracciones con que contribuye cada tipo, y determinando un coeficiente de escorrentía para cada uno de estos.

### 3.5 MODELO DE DRENAJE SUBSUPERFICIAL

El drenaje del flujo subsuperficial en el área urbanizada se logra mediante la laguna artificial, la cual fue excavada por debajo de la superficie del terreno y por debajo de la cota de la mesa de agua.

La laguna artificial orientara hacia si el escurrimiento subterráneo y dará lugar a un espejo de agua provocando una evaporación real, perdida que se recompensa con el aflujo hacia la laguna.

#### Balance Hidrológico

Se establece automáticamente el equilibrio entre:

- a) Los ingresos que son, de manera permanente el aporte del acuífero y esporádicamente, la precipitación que cae directamente sobre la superficie de la laguna; y
- b) Los egresos son la evaporación real; y ocasionalmente cuando la magnitud de la precipitación lo origine, evacuaciones o eflujos por el vertedero de demasías.

Resulta con ello la siguiente ecuación de equilibrio para el incremento del volumen de agua en el reservorio

$$DV = DACUIF + DPREC - DEVAP - EFLUJO$$

Ecuación en la cual manteniendo la coherencia en cuanto a los periodos analizados y a las unidades, tenemos:

DV	Incremento del volumen de agua almacenado
DACUIF	Aporte del acuífero en este periodo; como una suma del APORTE de éste entre el espejo de agua actual del embalse y su nivel máximo más el QBASE, también aporte del acuífero entre este nivel y la mesa de agua.
DPREC	Volumen de la precipitación que cae sobre la superficie de la laguna.
DEVAP	Pérdidas por Evaporación.
EFLUJO	Salidas por el vertedero de demasías.

### El Modelo

Para el análisis de este proceso se concibió un pequeño modelo matemático que simula la puesta en equilibrio de ingresos y egresos en la laguna.

Este es un proceso continuo que es necesario discretizar. Si bien los datos disponibles son mensuales, a efecto de obtener una mayor precisión y aproximación al fenómeno, el proceso se ha simulado diariamente, aún cuando los resultados se registran y exponen a cada fin de mes.

La diferencia de nivel  $H$  entre el plano límite superior del acuífero y el del espejo de agua de la laguna es la que permite el aflujo hacia el reservorio desde el acuífero, a lo largo de todo el perímetro efectivo, el cual se idealiza como el del plano perpendicular a las líneas de flujo modificadas por la excavación.

El aporte del acuífero es  $H \cdot P$ . Cuando este volumen así calculado es mayor que la capacidad libre, entonces el aporte definitivo se queda igual a esta.

La capacidad libre es el volumen entre el espejo de agua actual de la laguna y el nivel máximo del reservorio. Este máximo nivel está definido por la cresta del vertedero. Cuando se tiene un mayor ingreso a causa de la lluvia, que desborda la capacidad máxima o nivel máximo, las demasías se evacúan y computan como eflujos.

### Los datos de entrada

Se tiene en primer lugar los correspondientes a la geometría del embalse que es más bien un cilindro de muy escasa altura total (hasta 3.0 m.) con relación al área de la base  $A$  (25 mil  $m^2$ ).

Luego se tienen los del acuífero definido por el  $KV_{EL}$ , la conductividad hidráulica del acuífero y el perímetro efectivo  $P$  de la laguna. Este valor de  $KV_{EL}$  sale de las investigaciones hidrodinámicas practicadas en el terreno: en él se tiene, contando desde el nivel 5.0 msnm, hacia abajo a) primero una capa de suelo vegetal de 0.50 m. de espesor, b) una capa de arena limosa hasta de 1.50 m. de espesor con un  $KV_{EL} = 3.0$  m/día que es la zona donde se encontrará el espejo de agua y tendrá sus variaciones el nivel de este y luego c) un material consistente en grava con un  $KV_{EL} = 260$  m/día como una capa de por lo menos 100-150 m. es decir bastante por debajo de la banda de fluctuaciones de la laguna.

Entre la superficie superior del acuífero y el nivel máximo del embalse se considero un borde libre o HLIBRE el mismo que da lugar a que escurra a la laguna artificial una descarga de base  $Q_{BASE} = P \cdot H_{LIBRE} \cdot K_{VEL}$ .

Luego tenemos los datos hidrometeorológicos: la precipitación dada como una serie mensual para todo el periodo de la simulación de cinco años y de la evaporación como una serie típica mensual. La serie de precipitaciones corresponde a 5 años continuos seleccionados de la serie generada adoptada para Mala y la evaporación es la evaporación efectiva calculada para Cañete a base de los datos registrados por la correspondiente estación CO.

Finalmente se ingresan las condiciones iniciales: nivel del espejo de agua ZINIC y volumen inicial VINIC además del volumen máximo VMAX y el nivel máximo ZMAX del reservorio.

ZINIC = 3.60 MSNM.

VINIC = 30,000 M<sup>3</sup>.

ZMAX = 4.00 msnm.

VMAX = 40,000 M<sup>3</sup>

Se efectuó dos corridas: la primera para cuando el borde libre HLIBRE es efectivamente 0.50 m. y la segunda suponiendo condiciones extremas de sequía, la cual baje el nivel máximo del embalse y por tanto el borde libre se hace cero.

Los resultados que se obtuvieron se evidencian a través de los valores de las variables importantes que se muestran para cada fin de mes. Estas son el nivel del espejo de agua Z a fin de mes, el volumen almacenado V, la diferencia H entre el nivel máximo del vertedero y el espejo de agua y finalmente el eflujo. Ver grafico de niveles de almacenamiento para operación de avenidas.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE DRENAJE

#### 4.1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

El diseño del sistema de drenaje, se ha concebido fundamentalmente teniendo en cuenta que la infraestructura final sobre el terreno drenado, va a ser un conjunto de viviendas de material noble, lo que determina una serie de requerimientos tanto técnicos como de habitad: en lo que respecta a la conservación y operación de las estructuras de edificación, viales, recreacionales, etc. que permitan un ambiente seguro y confortable, en lo pertinente al manejo del suelo y agua en el área de este proyecto.

De esta manera se desarrolla un programa de trabajo: que abarca un análisis detallado de campo y gabinete, no solo del área urbanística, sino también del valle de Mala como entorno de este proyecto, en lo correspondiente a nuestros objetivos técnicos.

Es así que nuestro sistema de drenaje propuesto, no sólo es entubado y totalmente enterrado, sino que tiene factores altos de eficiencia hidráulica de conducción subterránea, aprovechando la selección y el tipo de materiales de construcción de la zona, altamente permeables para el relleno de zanjas excavadas, sin incrementar los costos de construcción del proyecto.

Esta alta eficiencia hidráulica de conducción, ha permitido determinar que en el caso de producirse lluvias extraordinarias como las del Fenómeno El Niño, ocurridas en el norte del Perú (1982-83 y 1997-98), pueden ser evacuadas normalmente al río Mala y luego al mar, sin la permanencia de inundación en la zona del proyecto urbanístico “Condominio Costa del Campo”, y sin ninguna operación manual en ese instante.

Es conveniente mencionar que en el desarrollo de este informe de suficiencia, el enfoque conceptual, los parámetros seleccionados y las decisiones que se van tomando, están íntimamente ligadas bajo evaluación técnica – económica de optimización, que satisfaga las condiciones básicas de buena operación, sean seguras y de los menores costos comparativos.

Los factores principales que se han tomado en cuenta para seleccionar la alternativa técnica-económica más adecuada, para el diseño de la red de drenaje subterránea del proyecto urbanístico “Condominio Costa del Campo”; se fundamentan en los criterios básicos referidos anteriormente, dentro del enfoque conceptual del proyecto de drenaje, y los

parámetros de campo y gabinete seleccionados; los que han permitido tomar en cuenta lo siguiente:

- a) La disponibilidad de materiales de construcción naturales en la zona, en calidad y cantidad; como arena y gravas, etc; con la durabilidad suficiente en razón de la vida útil de la obra de edificación.
- b) La disponibilidad de maquinarias, equipos y mano de obra de la zona y/o de fácil contratación, por ser convencionales.
- c) La alternativa de diseño seleccionada debe garantizar fundamentalmente eficiencia hidráulica, por la razón que va a operar enterrada, bajo un proyecto urbanístico.
- d) Facilidad constructiva, no solo en la primera etapa de construcción sino en la reparación y mantenimiento en la vida útil del proyecto.
- e) Los costos unitarios, no solo deben ser los menores comparativamente, sino que además deben reflejar la utilización de insumos comerciales y de fácil adquisición.

Guiándose de esos principios se tuvieron en cuenta 5 alternativas solución:

Alternativa 1: Filtro de grava + tubería perforada de drenaje + filtro de grava + relleno compactado con material propio.

Alternativa 2: Filtro de grava + tubería perforada de drenaje + filtro de grava + relleno compactado con material propio.

Alternativa 3: Filtro de grava + tubería perforada de drenaje cubierta de geotextil + relleno de cantos rodados 2” - 3” + relleno con material propio.

Alternativa 4: Filtro de grava + dren zanja con geotextil + tubería perforada de drenaje + relleno de cantos rodados 2”-3” + relleno con material propio.

Alternativa 5: Filtro de grava + tubería perforada de drenaje + filtro de grava + relleno de grava + relleno con material propio.

## 4.2 DESARROLLO DE ALTERNATIVA SOLUCIÓN

Se propuso cinco (05) alternativas técnico-económicas para el diseño de la sección transversal de drenaje subterráneo entubado, recomendándose la Alternativa No. V, correspondiente a (cama de grava arena + tubería corrugada perforada de drenaje + filtro de grava arena + relleno de grava gruesa de 2” – 3” + relleno con material propio).

Los factores principales que se han tomado en cuenta para seleccionar la alternativa técnica-económica más adecuada, para el diseño de la red de drenaje subterránea del proyecto urbanístico “Condominio Costa del Campo”; se fundamentan en los criterios básicos referidos anteriormente, dentro del enfoque conceptual del proyecto de drenaje, y los parámetros de campo y gabinete seleccionados.

Por sus ventajas comparativas técnicas y económicas analizadas, se recomienda la Alternativa No. V; correspondiente a (cama de grava arena + tubería corrugada perforada de drenaje + filtro de grava arena + relleno de grava gruesa de 2” – 3” + relleno con material propio), la misma que comparativamente tiene las siguientes ventajas y desventajas fundamentales.

- a) La diferencia sustantiva técnica y económica entre las alternativas propuestas esta básicamente en el material de relleno sobre la tubería corrugada perforada de drenaje subterráneo.
- b) Por lo es conveniente precisar, que el relleno de grava gruesa de 2” a 3” propuesto, corresponde al material fuera de medida, como excedente del zarandeo del material del lecho del río Mala para obtener arenas y gravas para el concreto; lo que incide en su costo menor, que la grava seleccionada.
- c) Existe abundante material en el área colindante del proyecto de esta grava gruesa de 2” – 3” propuesta, en estado natural.
- d) Además es pertinente referir que estos rellenos de grava, duplican la capacidad hidráulica de conducción de las aguas de drenaje, sobre todo para evacuar fuertes excedentes de drenaje; así como por lluvias extraordinarias, como las del fenómeno El Niño, sin mayores costos de construcción y mantenimiento, en la vida útil del proyecto urbanístico, etc.

### 4.3 COSTOS Y PRESUPUESTOS

Para que se haga más esquemático la comparación de presupuestos en las 5 alternativas presentadas, llevaremos esta información a tablas las cuales serán presentadas a continuación:

#### Presupuesto I

**Obra:** Drenaje Mala-Condominio Costa del Campo ( Alternativa I )  
**Propietario:** GREMCO S.A.  
**Lugar:** Lima **Costo al:** 30/06/2005

Descripción	Und	Metrado	P.U (\$)	P.P (\$)	Sub-Total
<b>Movimiento de tierras</b>					
Excavación de zanjas	m3	2.60	1.05	2.73	
Colocación de filtro de arena grava	m3	0.56	4.83	2.70	
Instalación de tubería de drenaje 8"-10"	ml	1.00	20.51	20.51	
Relleno con Material Propio	m3	2.04	1.67	3.41	29.35

**Costo Directo \$ 29.35**

#### Presupuesto II

**Obra:** Drenaje Mala-Condominio Costa del Campo ( Alternativa II )  
**Propietario:** GREMCO S.A.  
**Lugar:** Lima **Costo al:** 30/06/2005

Descripción	Und	Metrado	P.U (\$)	P.P (\$)	Sub-Total
<b>Movimiento de tierras</b>					
Excavación de zanjas	m3	2.60	1.05	2.73	
Colocación de filtro de arena grava	m3	1.92	4.83	9.27	
Instalación de tubería de drenaje 8"-10"	ml	1.00	20.51	20.51	
Relleno con Material Propio	m3	0.68	1.67	1.14	33.65

**Costo Directo \$ 33.65**

#### Presupuesto III

**Obra:** Drenaje Mala-Condominio Costa del Campo ( Alternativa III )  
**Propietario:** GREMCO S.A.  
**Lugar:** Lima **Costo al:** 30/06/2005

Descripción	Und	Metrado	P.U (\$)	P.P (\$)	Sub-Total
<b>Movimiento de tierras</b>					
Excavación de zanjas	m3	2.60	1.05	2.73	
Colocación de filtro de arena grava	m3	0.08	4.83	0.39	
Instalación de tubería de drenaje 8"-10"	ml	1.00	20.51	20.51	
Geotextil no tejido	m2	0.78	1.27	0.99	
Relleno con cantos rodados Diam= 2"-3"	m3	1.84	4.83	8.89	
Relleno con Material Propio	m3	0.68	1.67	1.14	34.64

**Costo Directo \$ 34.64**

**Presupuesto IV**

**Obra:** Drenaje Mala-Condominio Costa del Campo ( Alternativa IV )  
**Propietario:** GREMCO S.A.  
**Lugar:** Lima **Costo al:** 30/06/2005

Descripción	Und	Metrado	P.U (\$)	P.P (\$)	Sub-Total
<b>Movimiento de tierras</b>					
Excavación de zanjas	m3	2.60	1.05	2.73	
Colocación de filtro de arena grava	m3	0.08	4.83	0.39	
Instalación de tubería de drenaje 8"-10"	ml	1.00	20.51	20.51	
Geotextil no tejido	m2	6.7	1.27	8.51	
Relleno con cantos rodados Diam= 2"-3"	m3	1.84	4.83	8.89	
Relleno con Material Propio	m3	0.68	1.67	1.14	42.16

**Costo Directo** \$ 42.16

**Presupuesto V**

**Obra:** Drenaje Mala-Condominio Costa del Campo ( Alternativa V )  
**Propietario:** GREMCO S.A.  
**Lugar:** Lima **Costo al:** 30/06/2005

Descripción	Und	Metrado	P.U (\$)	P.P (\$)	Sub-Total
<b>Movimiento de tierras</b>					
Excavación de zanjas	m3	2.60	1.05	2.73	
Colocación de filtro de arena grava	m3	0.56	4.83	2.70	
Instalación de tubería de drenaje 8"-10"	ml	1.00	20.51	20.51	
Relleno de grava	m3	1.35	4.83	6.52	
Relleno con Material Propio	m3	0.68	1.67	1.14	33.60

**Costo Directo** \$ 33.60

**RESUMEN DE COSTOS DE ALTERNATIVAS**

Nº	DESCRIPCION	UNID.	COSTO(\$) DIRECTO
1	Alternativa Nº 01 (Filt.arena grava + Tuberia + Rell.Prop.)	ml.	29.35
2	Alternativa Nº 02 (Filt.arena grava + Tuberia + Rell.Prop.)	ml.	33.65
3	Alternativa Nº 03 (Filt.grava arena + Tuberia + Geotex + Rell.cantos rod. + Rell.Prop.)	ml.	34.64
4	Alternativa Nº 04 (Filt.grava arena + Tuberia + Geotex + Rell.cantos rod. + Rell.Prop.)	ml.	42.16
5	Alternativa Nº 05 (Filt.arena grava + Tuberia + Rell.grava + Rell.Prop.)	ml.	33.60

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

- 1.- Se puede observar que el Diseño Definitivo propuesto para el Sistema de Drenaje Subterráneo, en el área del proyecto urbanístico “Costa del Campo” La Laguna – Mala, es conveniente, por las profundidades alcanzadas de depresión de la napa freática, a niveles que no afecten en el futuro las estructuras de la zona urbanizada.
- 2.- El Esquema Básico de éste Sistema de Drenaje propuesto se ha desarrollado bajo los siguientes lineamientos fundamentales:
  - a) Un centro principal “recolector y regulador del drenaje subterráneo”, que corresponde a la utilización “autorregulada” de la laguna proyectada y descarga por gravedad al río Mala, de las aguas excedentes del drenaje subterráneo del terreno correspondiente al proyecto urbanístico “Condominio Costa del Campo”.
  - b) Dos Drenes Longitudinales Perimetrales, colectores de las aguas de regadío de los terrenos de cultivo colindantes, que servirán para el “drenaje agrícola actual”, trazado sobre la base de la infraestructura de riesgo y drenaje existente y el proyecto urbanístico.
  - c) Una red de Drenes Laterales, transversales a los ejes de los drenes colectores y de la Laguna, trazados por las calles del proyecto urbanístico, que garantizaría el “subdrenaje urbano”, ya que se puede observar en el terreno que el dren longitudinal existente, no tiene suficiente captación lateral, como se deduce en la actual poza excavada – agregados/ playa la laguna.
- 3.- Dentro de las cinco (05) Alternativas técnico-económicas propuestas anteriormente, se ha recomendado la Alternativa No. V, que corresponde a : (cama de grava arena + tubería corrugada perforada de drenaje + filtro de grava arena + relleno de grava gruesa

de 2” – 3” + relleno con material propio); para el diseño del sistema de drenaje subterráneo, por sus ventajas técnico y económicas comparativas, y con mayor eficiencia hidráulica, que prevería menores costos de operación y mantenimiento en el futuro de su vida útil.

- 4.- La laguna proyectada estará permanentemente alimentada por el acuífero, acusando pequeños descensos, prácticamente imperceptibles ocasionados por la evaporación. No se requerirá de una fuente externa para conservar un nivel para el espejo de agua.

## **RECOMENDACIONES**

- 1.-) Teniendo en cuenta la ejecución por etapas de este proyecto de drenaje subterráneo, así como los lineamientos integrales del Esquema Básico desarrollado a través de tres ejes de drenaje (la laguna proyectada, drenes colectores perimetrales y drenes laterales en zona urbana).

Se recomienda su ejecución integral ya que se trata de un subdrenaje urbano en un terreno agrícola saturado actualmente y no debe permitirse su saturamiento en el futuro de éste proyecto urbanístico “Condominio Costa del Campo”.

- 2.-) Supervisar la correcta ejecución de la alternativa técnica – Económica No. V propuesta; como la más ventajosa integralmente, tal como se puede deducir de los análisis y consideraciones descritas en los capítulos anteriores.

Esta alternativa N° V corresponde a : : (cama de grava arena + tubería corrugada perforada de drenaje + filtro de grava arena + relleno de grava gruesa de 2” – 3” + relleno con material propio).

# **ANEXOS**

## **FOTOGRAFIAS**



**Foto N1 – Zanja con un elemento permeable filtrante en su interior**



**Foto N2 – Profundidades de zanja, generalmente de 1 a 2mts, excepcionalmente hasta 6mts.**



**Foto N3 – Relleno de zanja con tubería, con material filtrante.**



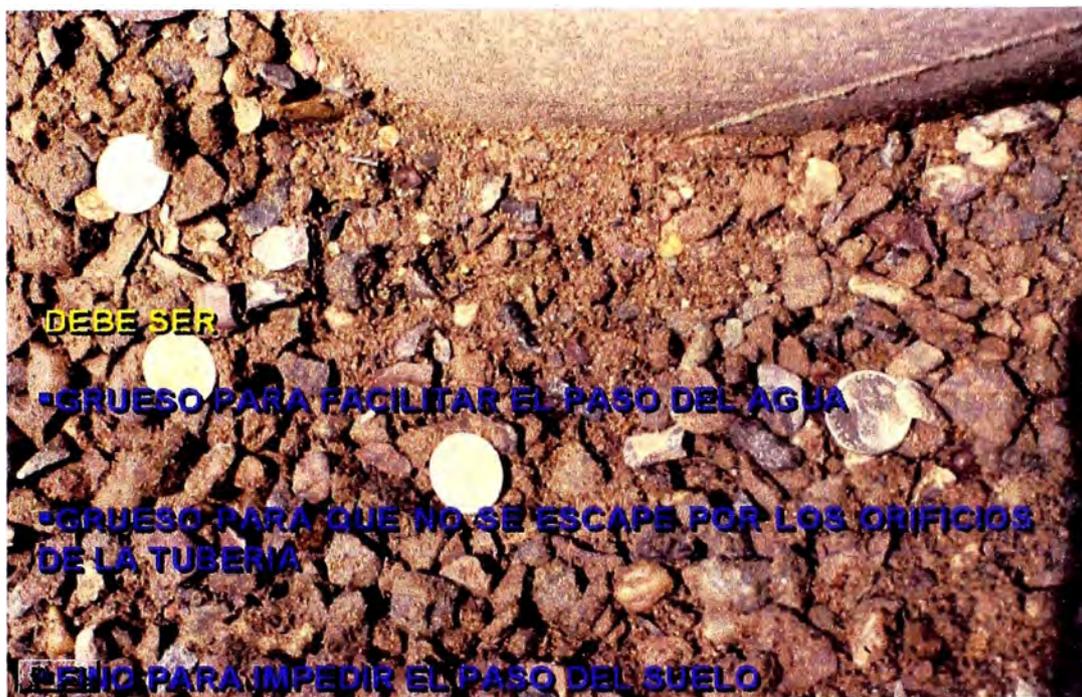
**Foto N4 – Proyecto de subdrenaje usando geotextil.**



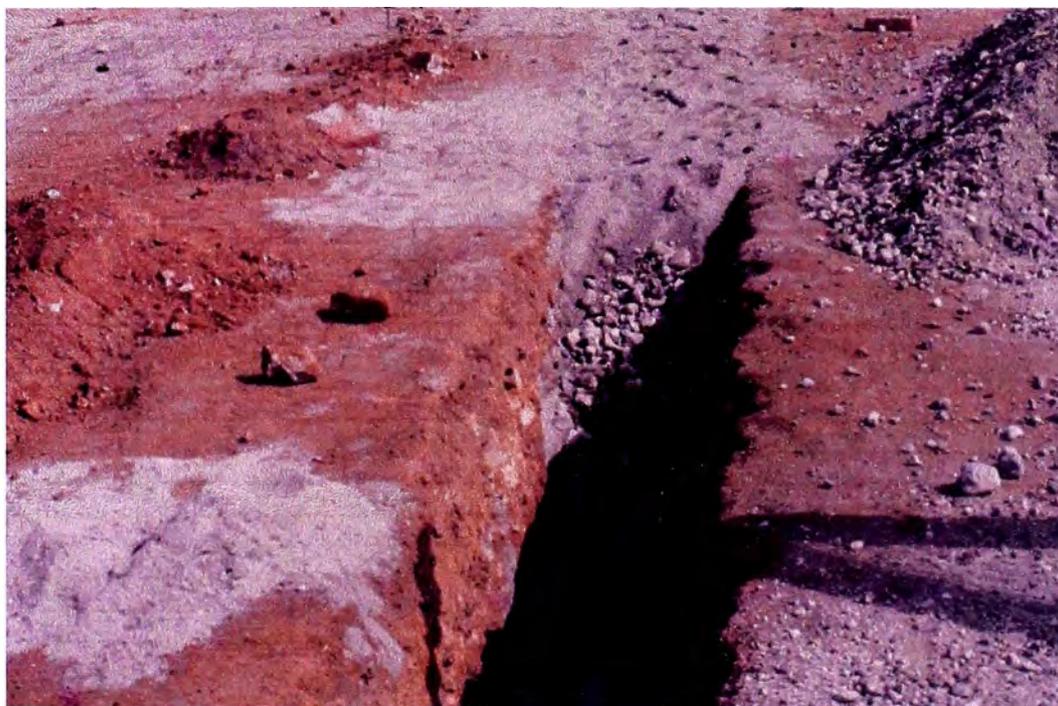
**Foto N5 – Drenes corrugados de PVC**



**Foto N6 – Selección de material**



**Foto N7 – Condiciones para el material de filtro**



**Foto N8 – Excavación de zanja en Condominio Costa del Campo**

## DATOS HIDROLOGICOS

### Precipitación Total Mensual - Estación Antioquía (mm)

#### Serie Histórica

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1966	5.4	0.0	33.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	57.8	178.2	35.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
1968	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1969	0.0	52.0	22.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.1
1970	66.5	1.5	7.0	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	11.0
1971	6.2	9.9	18.1	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	1.3
1972	8.9	27.9	69.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	32.1
1973	6.7	7.2	39.6	3.8	0.1	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.1	3.1
1974	7.5	25.4	24.5	1.3	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	2.3
1975	13.9	29.2	38.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	9.0
1976	29.5	50.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1
1977	11.3	103.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3	2.0
1978	3.2	2.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1979	0.0	1.1	178.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1980	0.0	0.0	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0
1981	0.0	3.9	52.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Prom	13.6	30.6	30.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.1	0.7	4.9

### Precipitación Total Mensual - Estación Antioquía (mm)

#### Serie Generada: Obtenida utilizando el programa HEC4

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1	7.9	20.1	70.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
2	0.0	2.9	135.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5
3	0.8	258.2	20.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24.7
4	369.1	257.4	21.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	7.3
5	8.5	87.2	38.7	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
6	0.2	3.2	93.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	106.3
7	76.3	5.5	12.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9
8	13.5	11.9	15.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	1.2	0.0
9	0.7	7.9	132.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
10	1.7	7.1	15.6	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	1.8
11	2.6	14.7	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0
12	0.4	6.5	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0.0	0.0	0.2
13	54.8	1.3	40.3	8.6	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	0.0	0.0	111.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2
15	7.3	7.5	1.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
16	1.3	0.2	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	1.6
17	32.5	23.6	11.4	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9
18	3.2	9.0	0.0	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.5
19	0.0	0.0	7.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4
20	55.3	53.1	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	0.0	0.0	0.1
Prom	31.8	38.9	37.3	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.1	0.1	8.4

### Precipitación Máxima vs. Periodo de Retorno (mm)

Estaciones: Mallares y Pananga (obtenido utilizando el programa FLFREQ)

Periodos de Retorno años	Estaciones	
	Mallares	Pananga
5	49.6	52.5
10	66.4	68.8
20	82.6	84.4
50	104.0	105.0
100	119.0	120.0
200	135.0	135.0
500	156.0	155.0

### EVAPORACION (mm)

Estación : Cañete

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	106.3	100.5	101.6	91.7	75.2	64.9	44.6	45	51.6	69.9	71.7	97.4

### Periodos de Retorno vs. Riesgo

J(%)	N° de Años					
	20	25	30	50	75	100
1	1990	2488	2985	4975	7463	9950
2	990	1238	1485	2475	3713	4950
5	390	488	585	975	1463	1950
10	190	238	285	475	712	950
12	157	196	235	392	587	783
15	124	154	185	308	462	616

### Intensidades de Lluvia ( mm/h )

Periodo Retorno años	PRPC (24hs) mm	I (24hs) mm/h	P adimens.	Intensidad Máxima (mm/h)			
				5 min	10 min	15 min	20 min
20	84.4	3.5	0.0398	10.4	7.4	6.1	5.3
50	105	4.4	0.0495	12.9	9.3	7.6	6.6
100	120	5.0	0.0566	14.8	10.6	8.7	7.6
200	135	5.6	0.0637	16.6	11.9	9.8	8.5
500	155	6.5	0.0731	19.1	13.7	11.2	9.8

### Descargas Extremas (m<sup>3</sup>/s)

Tipo de Superficie	Fracción	Area (Ha)	C escorrentia	Q (m <sup>3</sup> /s)
Area cultivada	1	70	0.7	1.5
Area urbanizada		48		
Vías	0.4		0.9	0.5
Area construída	0.3		0.9	0.4
Jardines y áreas libres	0.3		0.7	0.3
<b>Q<sub>máx</sub> =</b>				<b>2.8</b>

## SIMULACION DE MODELO DE DRENAJE SUBSUPERFICIAL

Capacidad del reservorio = 40,000m<sup>3</sup>

Cota máxima = 4.00msnm

Cota del fondo = 2.40msnm

Espesor Hlibre de la napa = 0.50m

Volumen inicial = 30,000m<sup>3</sup>

Mes	HFM(mm)	VFM(m <sup>3</sup> )	ZFM(msnm)	EFLUJO(m <sup>3</sup> )
-----	---------	----------------------	-----------	-------------------------

Año 2002				
1	0.00	40000	4.00000	84047
2	0.00	40000	4.00000	81687
3	0.00	40000	4.00000	93763
4	0.00	40000	4.00000	87708
5	0.00	40000	4.00000	91120
6	0.00	40000	4.00000	88252
7	0.00	40000	4.00000	91885
8	0.00	40000	4.00000	91875
9	0.00	40000	4.00000	88710
10	0.00	40000	4.00000	91252
11	0.00	40000	4.00000	88223
12	0.00	40000	4.00000	90690

2003				
1	0.00	40000	4.00000	90392
2	0.00	40000	4.00000	81662
3	0.00	40000	4.00000	90862
4	0.00	40000	4.00000	87733
5	0.00	40000	4.00000	91120
6	0.00	40000	4.00000	88252
7	0.00	40000	4.00000	91885
8	0.00	40000	4.00000	91875
9	0.00	40000	4.00000	88710
10	0.00	40000	4.00000	91252
11	0.00	40000	4.00000	88223
12	0.00	40000	4.00000	90615

2004				
1	0.00	40000	4.00000	90418
2	0.00	40000	4.00000	81862
3	0.00	40000	4.00000	90763
4	0.00	40000	4.00000	87708
5	0.00	40000	4.00000	91120
6	0.00	40000	4.00000	88252
7	0.00	40000	4.00000	91885
8	0.00	40000	4.00000	91875
9	0.00	40000	4.00000	99710
10	0.00	40000	4.00000	91252
11	0.00	40000	4.00000	88223
12	0.00	40000	4.00000	90565

Año 2005				
1	0.00	40000	4.00000	90342
2	0.00	40000	4.00000	81662
3	0.00	40000	4.00000	90487
4	0.00	40000	4.00000	87708
5	0.00	40000	4.00000	91120
6	0.00	40000	4.00000	88252
7	0.00	40000	4.00000	91885
8	0.00	40000	4.00000	91875
9	0.00	40000	4.00000	88760
10	0.00	40000	4.00000	91252
11	0.00	40000	4.00000	88223
12	0.00	40000	4.00000	90565

Año 2006				
1	0.00	40000	4.00000	91718
2	0.00	40000	4.00000	81513
3	0.00	40000	4.00000	91463
4	0.00	40000	4.00000	87932
5	0.00	40000	4.00000	91120
6	0.00	40000	4.00000	88252
7	0.00	40000	4.00000	91885
8	0.00	40000	4.00000	91875
9	0.00	40000	4.00000	88710
10	0.00	40000	4.00000	91252
11	0.00	40000	4.00000	88223
12	0.00	40000	4.00000	90564

Capacidad del reservorio = 40,000m<sup>3</sup>

Cota máxima = 4.00msnm

Cota del fondo = 2.40msnm

Espesor Hlibre de la napa = 0.00m

Volumen inicial = 30,000m<sup>3</sup>

Mes	HFM(mm)	VFM(m <sup>3</sup> )	ZFM(msnm)	EFLUJO(m <sup>3</sup> )
-----	---------	----------------------	-----------	-------------------------

Año 2002				
1	14.23	39644	3.98580	0
2	13.77	39656	3.98620	0
3	0.00	40000	4.00000	631
4	12.73	39682	3.98730	0
5	10.11	39747	3.98990	0
6	9.71	39757	3.99030	0
7	6.00	39850	3.99400	0
8	6.05	39849	3.99400	0
9	7.17	39821	3.99280	0
10	9.39	39765	3.99060	0
11	9.87	39753	3.99010	0
12	12.42	39690	3.98760	0

2003				
1	14.02	39650	3.98580	0
2	13.91	39652	3.98600	0
3	11.49	39713	3.98850	0
4	12.60	39685	3.98740	0
5	10.11	39747	3.98990	0
6	9.71	39757	3.99030	0
7	6.00	39850	3.99400	0
8	6.05	39849	3.99400	0
9	7.17	39821	3.99280	0
10	9.39	39765	3.99050	0
11	9.87	39753	3.99010	0
12	12.82	39679	3.98720	0

2004				
1	13.88	39653	4.00000	0
2	12.72	39682	4.00000	0
3	12.03	39699	4.00000	0
4	12.74	39682	4.00000	0
5	10.11	39747	4.00000	0
6	9.71	39757	4.00000	0
7	6.00	39850	4.00000	0
8	6.05	39849	4.00000	0
9	7.17	39821	4.00000	0
10	9.39	39765	4.00000	0
11	9.87	39753	4.00000	0
12	13.09	39672	4.00000	0

Año 2005				
1	14.29	39643	3.98570	0
2	13.91	39652	3.98610	0
3	13.51	39662	3.98650	0
4	12.74	39682	3.98730	0
5	10.11	39747	3.98990	0
6	9.71	39757	3.99030	0
7	6.00	39850	3.99400	0
8	6.05	39849	3.99400	0
9	6.89	39828	3.99310	0
10	9.39	39765	3.99060	0
11	9.87	39753	3.99010	0
12	13.09	39672	3.98690	0

Año 2006				
1	6.90	39828	3.99310	0
2	14.80	39630	3.98520	0
3	8.27	39793	3.99170	0
4	11.49	39713	3.98850	0
5	10.11	39747	3.98990	0
6	9.71	39757	3.99030	0
7	6.00	39850	3.99400	0
8	6.05	39849	3.99400	0
9	7.17	39821	3.99280	0
10	9.39	39765	3.99060	0
11	9.87	39753	3.99010	0
12	13.09	39672	3.98690	0

Las fluctuaciones de la laguna son tan escasas, en los niveles considerados, que no tienen la menor significación en el dimensionamiento de la profundidad de la laguna artificial.

## CONTROL DE AVENIDAS

### HIDROGRAMA DE ENTRADA A LA LAGUNA

<b>HORAS</b>	<b>Q.HIDROGRAMA m3/seg</b>	<b>Q.BASE m3/seg</b>	<b>Q.TOTAL m3/seg</b>
1	0.80	0.035	0.84
2	1.00	0.035	1.04
3	1.52	0.035	1.56
4	1.09	0.035	1.13
5	0.90	0.035	0.94
6	0.78	0.035	0.82
7	0.71	0.035	0.75
8	0.64	0.035	0.68
9	0.60	0.035	0.64
10	0.56	0.035	0.60
11	0.54	0.035	0.58
12	0.50	0.035	0.54
13	0.48	0.035	0.52
14	0.46	0.035	0.50
15	0.45	0.035	0.49
16	0.43	0.035	0.47
17	0.42	0.035	0.46
18	0.41	0.035	0.45
19	0.40	0.035	0.44
20	0.39	0.035	0.43
21	0.37	0.035	0.41
22	0.36	0.035	0.40
23	0.35	0.035	0.39
24	0.34	0.035	0.38
25	0.34	0.035	0.38

### SIMULACION DEL CONTROL DE LA AVENIDA

<b>Horas</b>	<b>Entradas m3/seg</b>	<b>Salidas m3/seg</b>
1	0.84	0.00
2	1.04	0.00
3	1.56	0.00
4	1.13	0.00
5	0.94	0.00
6	0.82	0.00
7	0.75	0.00
8	0.68	0.00
9	0.64	0.01
10	0.60	0.10
11	0.58	0.24
12	0.54	0.33
13	0.52	0.39
14	0.50	0.42
15	0.49	0.44
16	0.47	0.46
17	0.46	0.46
18	0.45	0.46
19	0.44	0.46
20	0.43	0.45
21	0.41	0.44
22	0.40	0.43
23	0.39	0.42
24	0.38	0.41
25	0.38	0.40

## DATOS HIDROLOGICOS DE AGUA SUBTERRANEA

Fecha de control	NUMERO DE CALICATAS PARA EL CONTROL DE NAPA FREATICA							
	COTAS REALES (metros)							
	N1 (4.54)	N2 (4.94)	N3 (4.93)	N4 (5.38)	N5 (4.98)	N6 (5.73)	N7 (4.99)	N8 (5.67)
05/09/2000	3.4	3.76	3.37	3.855	3.24	3.73	3.19	3.66
06/09/2000	3.39	3.74	3.35	3.84	3.22	3.72	3.17	3.64
07/09/2000	3.37	3.72	3.32	3.83	3.21	3.72	3.16	3.64
08/09/2000	3.33	3.71	3.3	3.82	3.2	3.72	3.16	3.63
09/09/2000	3.3	3.69	3.27	3.79	3.19	3.73	3.15	3.63
11/09/2000	3.26	3.65	3.24	3.77	3.19	3.73	3.17	3.69
12/09/2000	3.24	3.67	3.22	3.74	3.16	3.72	3.16	3.65
13/09/2000	3.24	3.65	3.25	3.74	3.18	3.71	3.15	3.65
14/09/2000	3.2	3.64	3.23	3.73	3.16	3.71	3.15	3.65
15/09/2000	3.18	3.63	3.22	3.73	3.16	3.71	3.14	3.64
16/09/2000	3.17	3.62	3.22	3.72	3.15	3.7	3.14	3.63
18/09/2000	3.17	3.61	3.21	3.75	3.16	3.71	3.14	3.63
19/09/2000	3.12	3.56	3.2	3.74	3.14	3.71	3.11	3.62
20/09/2000	3.12	3.64	3.21	3.65	3.16	3.71	3.13	3.62
21/09/2000	3.13	3.63	3.22	3.74	3.16	3.71	3.14	3.66
22/09/2000	3.13	3.64	3.24	3.73	3.17	3.72	3.05	3.66
23/09/2000	3.17	3.62	3.22	3.73	3.16	3.71	3.15	3.65
25/09/2000	3.15	3.59	3.21	3.72	3.15	3.71	3.14	3.65
26/09/2000	3.15	3.6	3.21	3.71	3.14	3.7	3.14	3.65
27/09/2000	3.14	3.59	3.21	3.71	3.14	3.7	3.14	3.65
28/09/2000	3.13	3.59	3.2	3.71	3.13	3.7	3.14	3.65
29/09/2000	3.15	3.58	3.22	3.71	3.14	3.7	3.14	3.64
30/09/2000	3.15	3.57	3.22	3.71	3.14	3.69	3.14	3.64
02/10/2000	3.17	3.61	3.24	3.73	3.16	3.72	3.16	3.71
03/10/2000	3.18	3.64	3.24	3.79	3.17	3.73	3.16	3.67
04/10/2000	3.24	3.59	3.22	3.76	3.16	3.72	3.16	3.65
05/10/2000	3.38	3.79	3.24	3.78	3.17	3.72	3.16	3.65
06/10/2000	3.39	3.8	3.23	3.78	3.16	3.72	3.16	3.65
07/10/2000	3.37	3.79	3.23	3.77	3.16	3.72	3.16	3.65
09/10/2000	3.38	3.8	3.23	3.78	3.17	3.72	3.15	3.65

10/10/2000	3.36	3.77	3.31	3.8	3.21	3.77	3.19	3.71
11/10/2000	3.39	3.81	3.28	3.83	3.21	3.79	3.19	3.72
12/10/2000	3.4	3.81	3.29	3.83	3.22	3.79	3.2	3.72
13/10/2000	3.44	3.85	3.31	3.84	3.23	3.78	3.2	3.71
14/10/2000	3.42	3.85	3.29	3.83	3.21	3.79	3.19	3.72
16/10/2000	3.41	3.84	3.29	3.82	3.21	3.79	3.2	3.71
17/10/2000	3.42	3.82	3.34	3.83	3.26	3.79	3.2	3.74

Fecha de control	NUMERO DE CALICATAS PARA EL CONTROL DE NAPA FREATICA							
	COTAS REALES (metros)							
	N1 (4.54)	N2 (4.94)	N3 (4.93)	N4 (5.38)	N5 (4.98)	N6 (5.73)	N7 (4.99)	N8 (5.67)
18/10/2000	3.4	3.82	3.33	3.84	3.22	3.8	3.22	3.74
19/10/2000	3.39	3.82	3.28	3.84	3.22	3.8	3.21	3.73
20/10/2000	3.4	3.82	3.28	3.84	3.21	3.8	3.21	3.73
21/10/2000	3.39	3.82	3.28	3.84	3.21	3.8	3.21	3.73
23/10/2000	3.36	3.79	3.28	3.82	3.22	3.79	3.2	3.72
24/10/2000	3.36	3.8	3.28	3.83	3.22	3.8	3.19	3.71
25/10/2000	3.36	3.79	3.28	3.82	3.22	3.8	3.19	3.71
26/10/2000	3.35	3.78	3.28	3.81	3.21	3.79	3.19	3.7
27/10/2000	3.34	3.76	3.28	3.8	3.2	3.76	3.18	3.69
28/10/2000	3.34	3.76	3.28	3.79	3.2	3.76	3.18	3.69
30/10/2000	3.37	3.76	3.31	3.85	3.22	3.81	3.19	3.75
31/10/2000	3.37	3.75	3.32	3.85	3.22	3.8	3.18	3.75
02/11/2000	3.38	3.76	3.32	3.84	3.22	3.8	3.19	3.74
03/11/2000	3.38	3.77	3.28	3.82	3.19	3.79	3.17	3.69
04/11/2000	3.37	3.76	3.28	3.83	3.19	3.79	3.18	3.69
06/11/2000	3.37	3.76	3.29	3.83	3.19	3.79	3.17	3.68
07/11/2000	3.44	3.84	3.29	3.83	3.19	3.79	3.18	3.68
08/11/2000	3.49	3.89	3.33	3.88	3.2	3.79	3.18	3.68
09/11/2000	3.52	3.92	3.33	3.88	3.21	3.78	3.19	3.68
10/11/2000	3.49	3.89	3.31	3.85	3.22	3.77	3.19	3.68
11/11/2000	3.45	3.87	3.29	3.83	3.22	3.77	3.19	3.68
13/11/2000	3.45	3.82	3.28	3.83	3.22	3.75	3.2	3.65
14/11/2000	3.45	3.81	3.28	3.82	3.21	3.77	3.19	3.68

15/11/2000	3.45	3.81	3.28	3.82	3.21	3.77	3.19	3.68
16/11/2000	3.45	3.8	3.29	3.82	3.21	3.76	3.18	3.68
30/11/2000	3.45	3.96	3.31	3.89	3.21	3.82	3.2	3.75
01/12/2000	3.45	3.99	3.32	3.91	3.22	3.84	3.21	3.77
02/12/2000	3.44	3.96	3.34	3.91	3.25	3.85	3.22	3.78
04/12/2000	3.44	3.97	3.33	3.92	3.25	3.87	3.22	3.87
05/12/2000	3.44	3.97	3.33	3.92	3.25	3.87	3.22	3.87
06/12/2000	3.44	3.96	3.35	3.93	3.26	3.86	3.24	3.83
07/12/2000	3.44	3.95	3.39	3.94	3.28	3.85	3.26	3.81
11/12/2000	3.44	3.93	3.39	3.94	3.27	3.85	3.29	3.84
12/12/2000	3.43	3.91	3.4	3.94	3.25	3.85	3.32	3.86

Fecha de control	NUMERO DE CALICATAS PARA EL CONTROL DE NAPA FREATICA							
	COTAS REALES (metros)							
	N1 (4.54)	N2 (4.94)	N3 (4.93)	N4 (5.38)	N5 (4.98)	N6 (5.73)	N7 (4.99)	N8 (5.67)
14/12/2000	3.46	3.95	3.44	3.98	3.22	3.92	3.26	3.84
15/12/2000	3.45	3.96	3.46	3.96	3.26	3.94	3.27	3.82
16/12/2000	3.45	3.94	3.47	3.94	3.28	3.96	3.26	3.8
21/12/2000	3.48	3.96	3.45	3.96	3.24	3.93	3.28	3.84
22/12/2000	3.49	3.96	3.43	3.97	3.29	3.93	3.28	3.82
02/01/2001	3.54	4.17	3.46	4.16	3.33	4.07	3.31	3.98
09/01/2001	3.49	4.07	3.44	4.15	3.31	4.1	3.31	3.99
10/01/2001	3.48	4.04	3.41	4.13	3.33	4.08	3.31	3.99
18/01/2001	3.52	4.13	3.43	4.16	3.35	4.1	3.31	3.99
19/01/2001	3.54	4.13	3.45	4.18	3.36	4.11	3.31	4
25/01/2001	3.46	3.99	3.43	4.16	3.33	4.1	3.3	3.99
26/01/2001	3.44	3.98	3.41	4.15	3.32	4.09	3.29	3.97
29/01/2001	3.44	3.98	3.41	4.14	3.31	4.08	3.27	3.97
05/02/2001	3.43	3.97	3.39	4.13	3.39	4.06	3.26	
07/02/2001	3.46	3.99	3.43	4.2	3.39	4.08	3.29	3.99
09/02/2001	3.54	4.21	3.58	4.34			3.4	
11/02/2001	3.57	4.94	3.6	4.26			3.44	
19/02/2001	3.56	4.09	3.6	4.39		4.13	3.39	

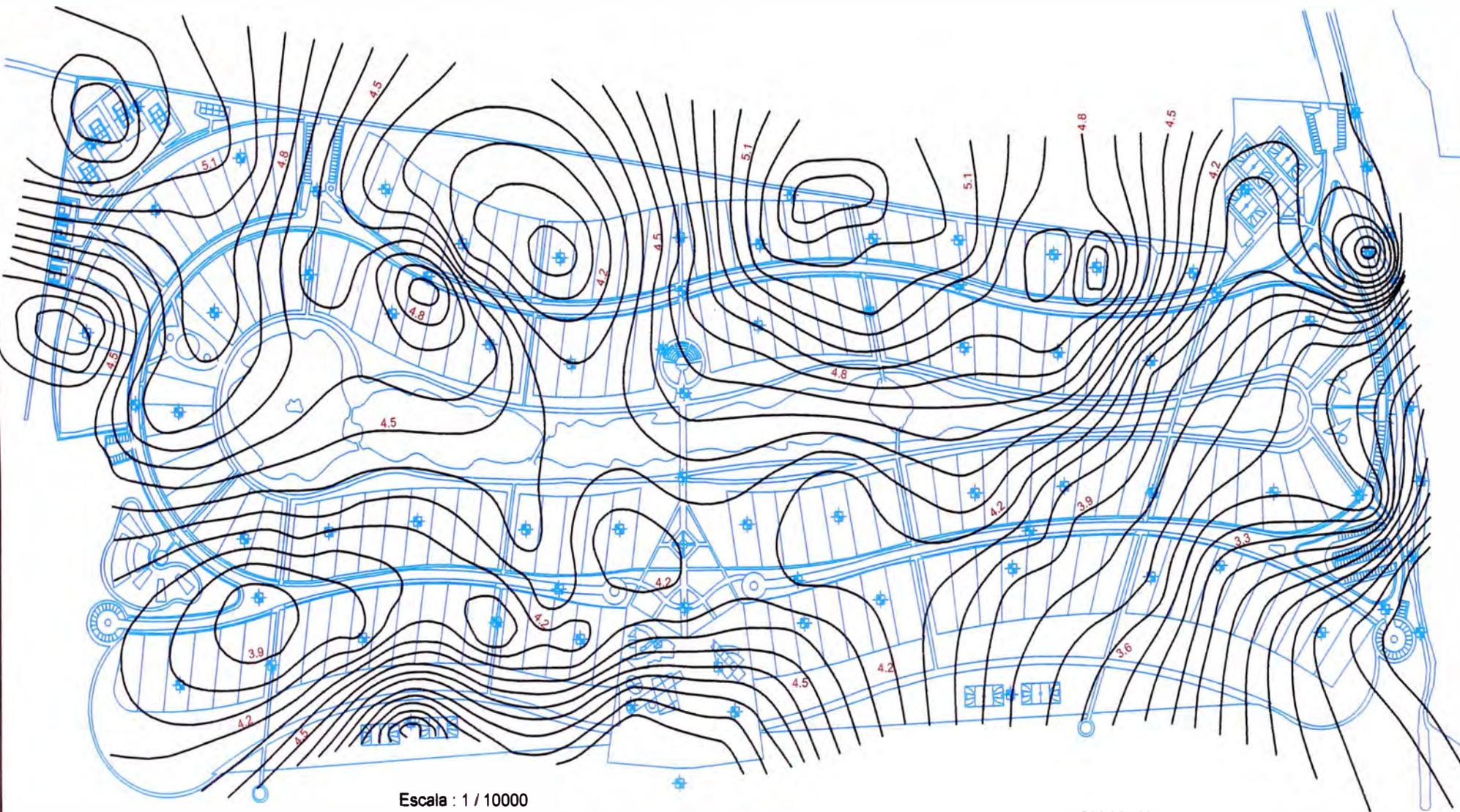
02/03/2001	3.56	4.14	3.68	4.37		4.25	3.51	
16/03/2001	3.66	4.28	3.88	4.56		4.43		
17/03/2001	3.7	4.31	3.84	4.59		4.47	3.61	
20/03/2001	3.81	4.37	4.02	4.67		4.55	3.65	
24/03/2001	3.69	4.31	3.81	4.55		4.43	3.64	
27/03/2001	3.66	4.23	3.84	4.47		4.35	3.58	
28/03/2001	3.65	4.21	3.76	4.48		4.36	3.57	
29/03/2001	3.64	4.21	3.77	4.47		4.35	3.56	
10/04/2001	3.62	4.2	3.79	4.42		4.29	3.54	
16/04/2001	3.63	4.19	3.79	4.41		4.26	3.54	
23/04/2001	3.63	4.16	3.78	4.39		4.25	3.55	
30/04/2001	3.62	4.14	3.78	4.35		4.2	3.56	
07/05/2001	3.63	4.11	3.79	4.3		4.18	3.59	
14/05/2001	3.63	4.06	3.77	4.29		4.14	3.59	
25/05/2001	3.64	4.04	3.77	4.26		4.13	3.6	
28/05/2001	3.62	4.04	3.76	4.3		4.14	3.58	
29/05/2001	3.64	4.04	3.77	4.29		4.14	3.58	

Fecha de control	NUMERO DE CALICATAS PARA EL CONTROL DE NAPA FREATICA							
	COTAS REALES (metros)							
	N1 (4.54)	N2 (4.94)	N3 (4.93)	N4 (5.38)	N5 (4.98)	N6 (5.73)	N7 (4.99)	N8 (5.67)
31/05/2001	3.6	4.08	3.73	4.26		4.11	3.57	
01/06/2001	3.6	4.08	3.73	4.27		4.11	3.56	4.12
04/06/2001	3.61	4.09	3.73	4.28		4.12	3.56	4.13
05/06/2001	3.63	4.09	3.75	4.28		4.13	3.57	4.14
06/06/2001	3.65	4.09	3.78	4.28		4.13	3.57	4.15
07/06/2001	3.72	4.06	3.83	4.32		4.13	3.5	4.16
08/06/2001	3.68	4.1	3.84	4.32	3.49	4.14	3.51	4.17
09/06/2001	3.63	4.06	3.76	4.28	3.56	4.12	3.61	4.15
11/06/2001	3.65	4.04	3.76	4.28	3.62	4.13	3.6	4.18
12/06/2001	3.66	4.05	3.77	4.3	3.63	4.15	3.6	4.17
13/06/2001	3.65	4.06	3.77	4.28	3.63	4.13	3.59	4.15
14/06/2001	3.67	4.08	3.86	4.28	3.63	4.12	3.59	4.14

15/06/2001	3.67	4.09	3.81	4.28	3.66	4.12	3.47	4.28
16/06/2001	3.66	4.06	3.77	4.27	3.64	4.11	3.59	4.13
18/06/2001	3.67	4.06	3.76	4.25	3.63	4.13	3.57	4.12
19/06/2001	3.67	4.08	3.81	4.28	3.64	4.13	3.58	4.16
20/06/2001	3.67	4.07	3.8	4.27	3.64	4.11	3.59	4.14
21/06/2001	3.65	4.07	3.81	4.28	3.63	4.12	3.59	4.15
22/06/2001	3.67	4.08	3.81	4.28	3.63	4.11	3.58	4.16
23/06/2001	3.63	4.04	3.76	4.26	3.63	4.11	3.59	4.13
25/06/2001	3.62	4.07	3.77	4.29	3.61	4.19	3.57	4.29
26/06/2001	3.63	4.07	3.84	4.3	3.62	4.18	3.58	4.2
27/06/2001	3.64	4.08	3.8	4.32	3.63	4.15	3.58	4.17
26/07/2001	3.62	4.07	3.75	4.26	3.61	4.1	3.58	4.14
22/02/2002	3.94	4.54		4.7	3.88	4.63	3.84	4.54
28/02/2002	3.92	4.49		4.69	3.85	4.58	3.86	4.51
02/03/2002	3.92	4.47		4.65	3.8	4.51	3.81	4.47
05/03/2002	3.86	4.37		4.63	3.77	4.45	3.79	4.47
09/03/2002	3.84	4.35		4.59	3.75	4.38	3.76	4.44
11/03/2002	3.87	4.42		4.59	3.78	4.46	3.8	4.46
12/03/2002	3.86	4.4		4.59	3.79	4.45	3.8	4.47
13/03/2002	3.85	4.37		4.58	3.79	4.44	3.78	4.47
14/03/2002	3.85	4.37		4.57	3.78	4.45	3.79	4.49
15/03/2002	3.84	4.36		4.59	3.77	4.45	3.79	4.48

Fecha de control	NUMERO DE CALICATAS PARA EL CONTROL DE NAPA FREATICA							
	COTAS REALES (metros)							
	N1 (4.54)	N2 (4.94)	N3 (4.93)	N4 (5.38)	N5 (4.98)	N6 (5.73)	N7 (4.99)	N8 (5.67)
16/03/2002	3.83	4.35		4.57	3.77	4.45	3.81	4.46
18/03/2002	3.87	4.53		4.65	3.77	4.51	3.81	4.53
19/03/2002	4.13	4.52		4.67	3.8	4.56	3.86	4.59
20/03/2002	4.02	4.54		4.69	3.8	4.57	3.9	4.58
21/03/2002	3.97	4.58		4.72	3.79	4.64	3.93	4.57

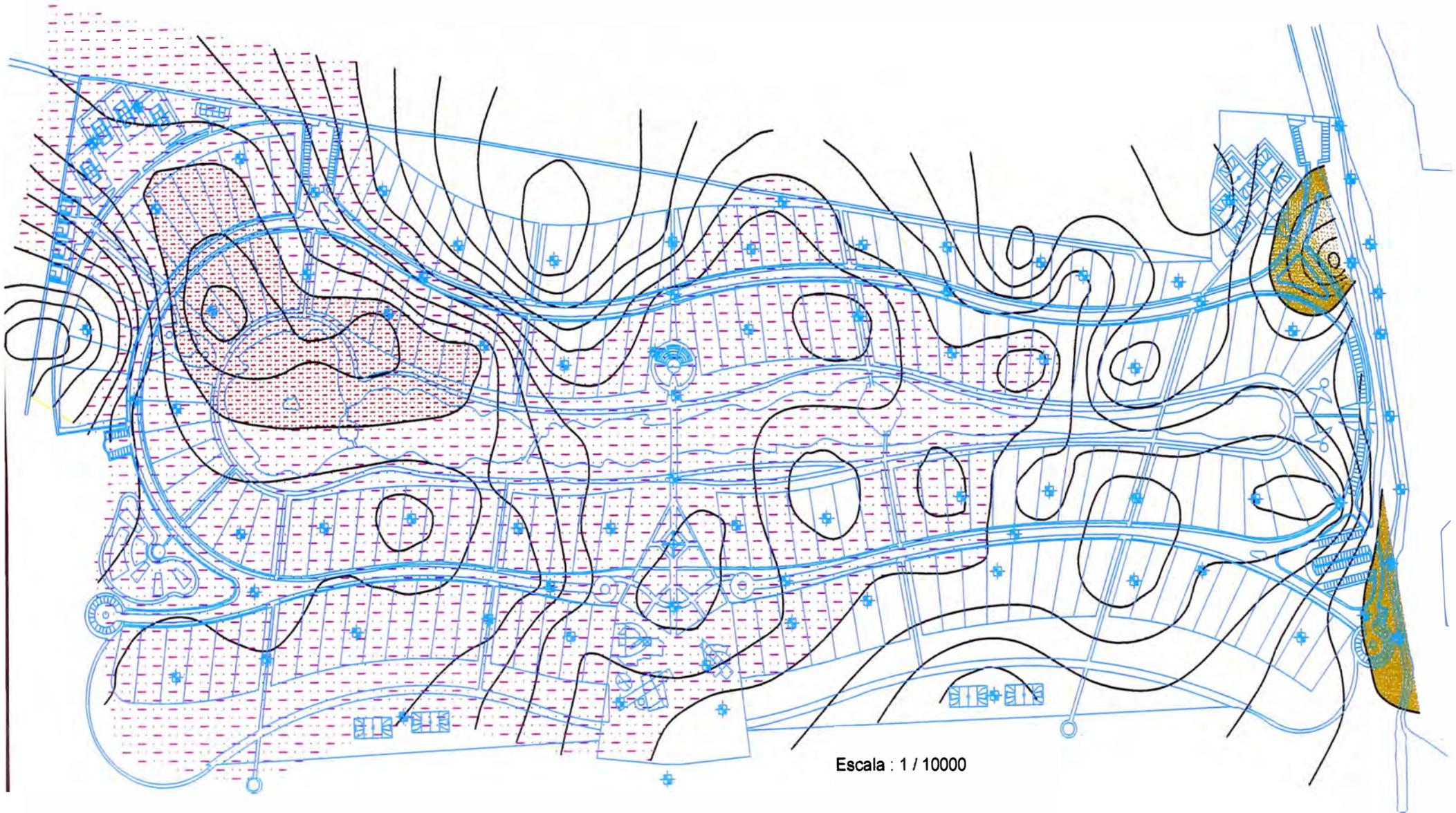
22/03/2002	3.96	4.56		4.71	3.84	4.62	3.93	4.53
23/03/2002	3.95	4.55		4.72	3.79	4.6	3.92	4.51
25/03/2002	3.94	4.52		4.7	3.8	4.59	3.95	4.51
26/03/2002	3.94	4.51		4.7	3.9	4.57	3.93	4.6
27/03/2002	3.93	4.52		4.72	3.91	4.59	3.92	4.59
01/04/2002	3.93	4.56		4.7	3.87	4.59	3.87	4.58
03/04/2002	3.93	4.54		4.7	3.88	4.61	3.91	4.59
04/04/2002	3.94	4.54		4.73	3.88	4.61	3.91	4.57
05/04/2002	3.91	4.52		4.72	3.87	4.61	3.87	4.59
08/04/2002	3.89	4.5		4.7	3.87	4.63	3.9	4.63
09/04/2002	3.96	4.58		4.72	3.88	4.62	3.94	4.61
10/04/2002	3.99	4.57		4.72	3.91	4.58	4.05	4.6
11/04/2002	4.01	4.55		4.7	3.95	4.58	4.1	4.59
12/04/2002	3.98	4.54		4.68	3.78	4.57	3.99	4.58
13/04/2002	3.96	4.54		4.68	3.77	4.56	3.97	4.57
15/04/2002	3.89	4.51		4.66	3.84	4.51	3.89	4.53
16/04/2002	3.93	4.55		4.73	3.86	4.6	3.89	4.55
17/04/2002	3.88	4.49		4.68	3.86	4.54	3.87	4.54
18/04/2002	3.89	4.49		4.69	3.86	4.56	3.89	4.54
19/04/2002	3.91	4.5		4.69	3.87	4.58	3.9	4.55
20/04/2002	3.92	4.51		4.67	3.88	4.54	3.89	4.53
22/04/2002	3.96	4.56		4.7	3.87	4.57	3.96	4.59
23/04/2002	3.97	4.58		4.71	3.97	4.55	4.01	4.57
24/04/2002	3.99	4.58		4.71	3.97	4.58	4.04	4.57
25/04/2002	3.98	4.56		4.7	3.96	4.56	3.99	4.55
26/04/2002	3.96	4.56		4.69	3.96	4.55	3.98	4.53
27/04/2002	3.95	4.53		4.66	3.95	4.53	3.93	4.52
29/04/2002	3.98	4.5		4.65	3.96	4.51	3.99	4.54
30/04/2002	3.97	4.51		4.65	3.95	4.5	3.94	4.51
02/05/2002	3.97	4.55		4.73	3.96	4.51	3.93	4.5
03/05/2002	3.98	4.56		4.69	3.96	4.51	3.93	4.5



Escala : 1 / 10000

-  HIDROISOHIPSA
-  PUNTO DE TRIANGULACION

<b>CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO</b>	
PLANO DE HIDROISOHIPAS NIVEL DE NAPA FREATICA	CURSO: INFORME DE SUFICIENCIA UNI - 2005
	TESISTA: BACH. ING. PEDRO G. CASTILLO /



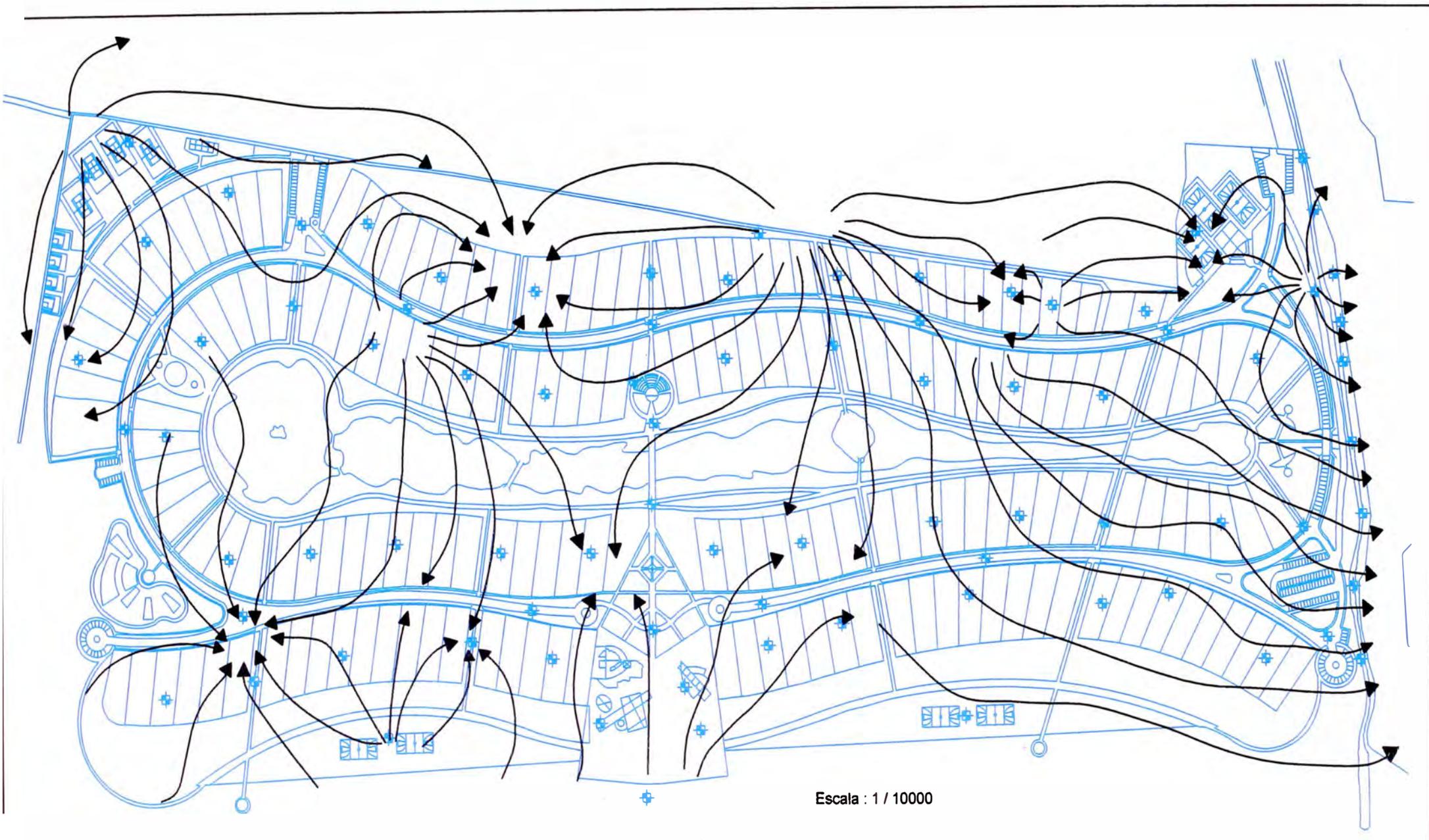
Escala : 1 / 10000



## CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO

PLANO:  
PLANO DE ISOPROFUNDIDAD

CURSO: INFORME DE SUFICIENCIA  
UNI - 2005  
TESISTA: BACH. ING. PEDRO G. CASTILLO A

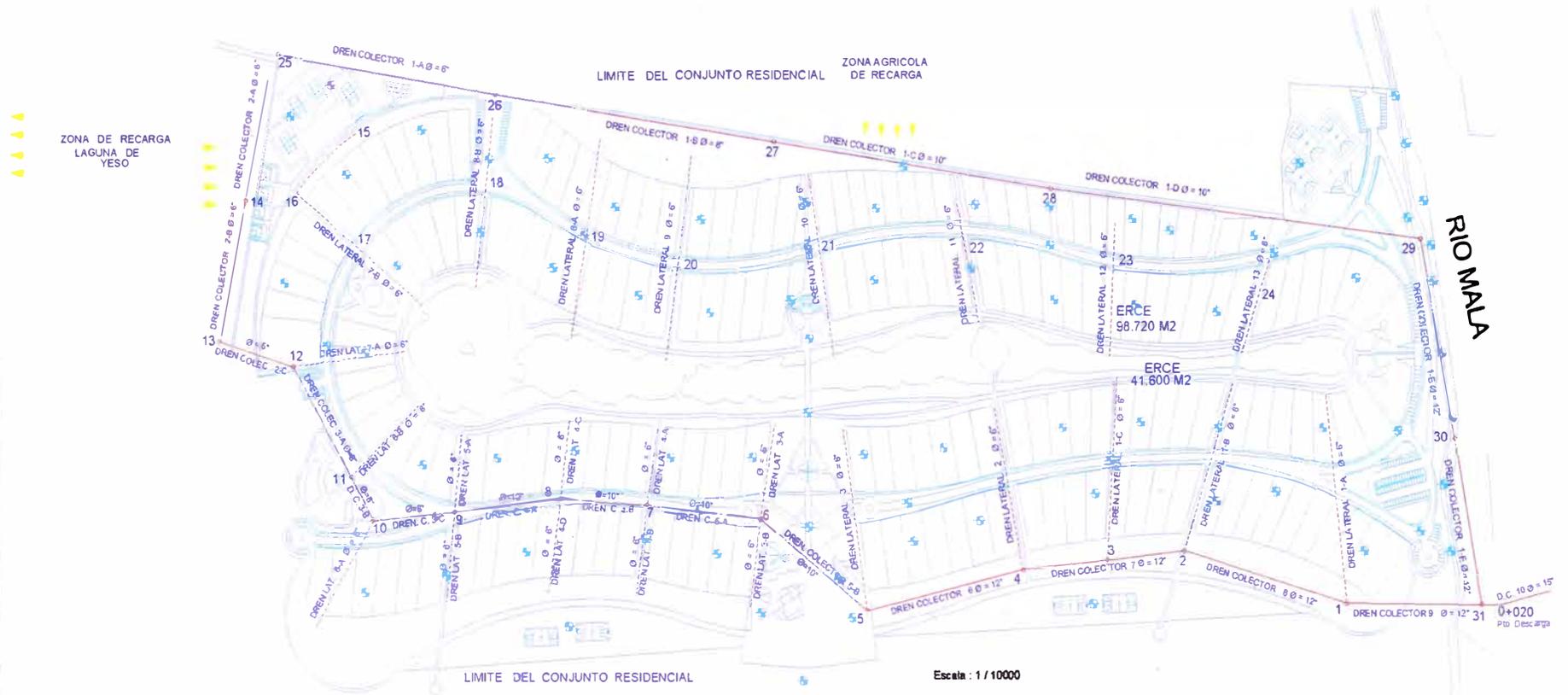


Escala : 1 / 10000

<b>CONDominio COSTA DEL CAMPO</b>	
<b>PLANO DE AREA DE RECARGA Y SENTIDO DE FLUJO</b>	CURSO: INFORME DE SUFICIENCIA UNI - 2005
	TESISTA: BACH. ING. PEDRO G. CASTILLO A

# SISTEMA DE DRENAJE: MALA - LA LAGUNA CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO

DREN COLECTOR - SUBETRAEO DIAM 6" - 15"  
DRENES LATERALES SUBTERRANEOS 6"  
BUZONES DIAM. INT. - 0.80 m.



## CONDOMINIO COSTA DEL CAMPO

PLANO:	DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE	CURSO:	INFORME DE SUFICIENCIA UNI - 2005
TESISTA:	BACH. ING. PEDRO G. CASTILLO A.		

MAR

Escala : 1 / 10000

D.C. 10 Ø = 15"  
U+020  
Pto. Desc. #29

## **BIBLIOGRAFIA**

1. “Drenaje Agrícola y Recuperación de Suelos Salinos”  
Fernando Pizarro, España 1977, auspiciado por DNOCS (Brasil) y el IRYDA (España).
2. “Desarrollo de Aguas Subterráneas”  
Venezuela 1976.  
Publicación de la Universidad Central de Venezuela y la Organización Mundial de la Salud.
3. “Hidrología Subterránea”  
Sección 8 – Teoría elemental del flujo del agua en los medios porosos.  
Emilio Custodio, 1983, publicado por Editorial Omega, Barcelona, España.
4. “Principios y Aplicaciones del Drenaje”  
Publicación 16 – Volúmenes II y III, Holanda, 1974, International Institute for Land Reclamation and Improvement.
5. “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”.  
Capítulo 13 – Control de Aguas Superficiales y Subterráneas, Colombia 1998, Jaime Suárez Díaz, Publicado por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.
6. “El Agua Subterránea y los Pozos”  
Johnson Screens, USA 1986, publicado por Wheelabrator Clean Water Inc. Johnson Screens.
7. “Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales”  
Capítulo 9 / Flujo de Aguas Subterráneas.  
Publicación del U. S. Geological Survey 1974.
8. Mecánica de Suelos – Tomo 3, “Flujo de Aguas en Suelos”.  
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, México 2000, Editorial Limusa.
9. “Dewatering and Groundwater Control”  
Departments of the Army, the Navy and the Air Force, USA 1996, publicación de la USA Army.

10. "Subsurface and Groundwater Hydrology: Basic theory and Application of Computational Methods".

Tuomo Karvonen, Finlandia 2001, Helsinki University of Technology, Laboratory of Water Resources.

11. "Visual Modflow Pro Version 3.0 Tutorial Guide"

Waterloo Hydrogeologic Group, Canadá 2002., publicado por Waterloo Hydrogeologic Inc.

12. Perfil de Proyecto del Condominio Costa del Campo.

Ing. Napoleón Espinoza Guanilo, Lima 2000.