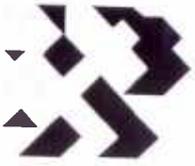


LA HIDROGEOLOGIA COMO
TECNOLOGIA DE APOYO
EN LA INGENIERIA CIVIL

37059



Instituto Tecnológico
GeoMinero de España

***LA HIDROGEOLOGIA COMO
TECNOLOGIA DE APOYO EN
LA INGENIERIA CIVIL***





El presente Proyecto ha sido elaborado por el siguiente equipo de trabajo:

Agustín Navarro Alvargonzález (Dr. Ingeniero de Minas)
Dirección Aguas Subterráneas
I.T.G.E.

Francisco Alfageme Ortells (Lcdo. CC. Geológicas)
DAMES & MOORE IBERICA S.A.

Adolfo Eraso Romero (Dr. CC. Geológicas)
Cátedra de Hidrogeología de la
E.T.S. de Ingenieros de Minas de
Madrid. U.P.M.

Luis M. Laguna Megal (Ingeniero de Minas)
ESTRAIN S.A.

COLABOLADORES:

Juan Antonio Navarro Iáñez (Ingeniero de Minas)
ESTRAIN S.A.

Rafael F. Ortega Vargas (Ingeniero de Minas)
ESTRAIN S.A.



INDICE

	Página
1. INTRODUCCION	1
2. EL AGUA SUBTERRANEA EN EL TERRENO	2
3. CONCEPTOS BASICOS	4
3.1. NIVEL FREATICO	4
3.2. NIVEL PIEZOMETRICO	4
3.3. POROSIDAD E INDICE DE POROS	4
3.4. HUMEDAD Y GRADO DE SATURACION	5
3.5. LEY DE DARCY. PERMEABILIDAD	6
3.5.1. Factores que influyen sobre la permeabilidad	7
3.6. TRANSMISIVIDAD	8
3.7. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO	8
3.8. PRESION EFECTIVA. LEY DE TERZAGHI	8
3.9. FLUJO SUBTERRANEO. ECUACION DE LAPLACE. REDES DE CORRIENTE	9
3.10. CASOS REALES, APROXIMACIONES Y FORMULAS TIPO	11
4. PROBLEMAS QUE PUEDEN CAUSAR LAS AGUAS SUBTERRANEAS EN LA INGENIERIA CIVIL	13
4.1. INTRODUCCION	13
4.2. SIFONAMIENTO	13
4.3. EROSIONES INTERNAS	15
4.4. SUBPRESIONES	15
4.5. ESTABILIDAD DE TALUDES O DESMONTES	16
4.6. MUROS. EMPUJES LATERALES	17
4.6.1. Muros de contención	17
4.6.2. Muros pantalla	18
4.7. RELLENOS	19
4.8. PAVIMENTOS	20
4.9. SUBSIDENCIA	21
4.10. PERDIDAS EN EMBALSES	23
4.11. SOLUBILIDAD	24
5. TIPOS DE OBRAS PRINCIPALES, PROBLEMAS QUE SUELEN PRESENTAR Y SOLUCIONES	25
5.1. INTRODUCCION	25
5.2. CIMENTACIONES	25
5.2.1. Bombeo desde el fondo de la excavación	26
5.2.2. Lanzas de Drenaje (Wellpoints)	26
5.2.3 Drenaje mediante Pozos	27
5.2.4. Drenaje por vacío	28
5.2.5. Electroosmosis	28
5.3. DESMONTES	28
5.3.1. Introducción	28
5.3.2. Drenaje superficial	29
5.3.3. Drenes horizontales o californianos	29
5.3.4. Pozos	31
5.3.5. Drenes verticales	32
5.3.6. Galerías	32
5.3.7. Drenes contrafuertes	33
5.4. RELLENOS	33
5.4.1. Introducción	33
5.4.2. Drenaje superficial	33
5.4.3. Zanjas drenantes	35
5.4.4. Drenes horizontales o californianos	35
5.4.5. Drenes verticales	35
5.5. OBRAS DE CONTENCION	36
5.5.1. Mechinales	37
5.5.2. Dren interno longitudinal	37
5.5.3. Capas de drenaje	39
5.6. OBRAS HIDRAULICAS	39
5.6.1. Introducción	39
5.6.2. Zanjas impermeables	39
5.6.3. Cortinas de inyección	41
5.6.4. Pantallas impermeables	42
5.6.5. Tapices impermeables	42
5.6.6. Drenes y filtros	43
5.6.7. Pozos de alivio	44
5.7. OBRAS SUBTERRANEAS	45
5.7.1. Introducción	45
5.7.2. Túneles en rocas competentes	45
5.7.3. Túneles en rocas blandas y suelos	45
5.7.4. Cámaras a presión	46

	5.7.5. Inyecciones	47
	5.7.6. Congelación	47
	5.7.7. Falsos túneles	49
5.8.	OBRAS DE DRENAJE	49
6.	ASPECTOS HIDROGEOLOGICOS DE LAS TECNICAS DE INVESTIGACION	51
6.1.	INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO	
	PARAMETROS A DETERMINAR Y SU APLICACION	51
	6.1.1. Sondeos de reconocimiento	51
	6.1.2. Parámetros a conocer y su utilidad	51
	6.1.3. Parámetros determinables mediante ensayos de laboratorio	59
	6.1.4. Parámetros determinables en campo	60
6.2.	TRABAJOS DE GABINETE	65
	6.2.1. Valoración e integración de la información	65
	6.2.2. Métodos numéricos, alcance y limitaciones	66
7.	EJEMPLOS	
7.1.	CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO CON SOTANOS EN LA VILLA	
	OLIMPICA DE BARCELONA. EDIFICIO OLYMPIC MOLL	68
	7.1.1. Introducción	68
	7.1.2. Características del terreno	68
	7.1.3. Esquema hidrogeológico	69
	7.1.4. Aportes de agua a la excavación	70
	7.1.5. Sistema de drenaje	71
	Pozos	71
	Drenaje	72
	Control Piezométrico	72
	Seguridad frente al sifonamiento	73
	7.1.6. Efectos del drenaje en el exterior del recinto	73
	7.1.7. Funcionamiento del sistema de drenaje	74
7.2.	PROBLEMATICA DE LA CONSTRUCCION DE PRESAS EN REGIONES KARSTICAS	90
	7.2.1. Planteamiento de la cuestión	90
	7.2.2. Las operaciones de impermeabilización	92
	7.2.3. Los rellenos kársticos y el paleokarst	94
	7.2.4. Sugerencias para resolver los problemas	95
7.3.	CORRECCION DE LADERAS ARCILLOSAS MEDIANTE LA EJECUCION DE	
	PANTALLAS DRENANTES SUBTERRANEAS	102
	7.3.1. Introduccion	102
	7.3.2. Planteamiento del problema	102
	7.3.3. Solución adoptada	103
	7.3.4. Resultados	107

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION

La filosofía del contenido de este folleto se orienta en una doble vertiente claramente interrelacionada.

Por una parte, se pretende divulgar la tecnología hidrogeológica entre los profesionales de la obra civil, con el objeto de que encuentren en ella una herramienta de apoyo aplicable a los proyectos asociados a las aguas subterráneas.

Por otro lado, se pretende informar a los profesionales de la hidrogeología, la naturaleza de las demandas técnicas que precisa la ingeniería civil, las cuales deben ser resueltas con el mayor rigor científico y tecnológico posible.

Tras una enumeración de los conceptos básicos que rigen en la hidráulica subterránea y presentación de las ecuaciones de flujo más comúnmente utilizadas, se describen los tipos de problemas que pueden causar las aguas subterráneas en la ingeniería civil.

A continuación, sobre la base de los diferentes tipos principales de obras civiles, se describen tanto los problemas que suelen presentarse como sus soluciones. Se hace especial hincapié en las cimentaciones, en los desmontes y rellenos, en los muros de contención, en las obras hidráulicas y en las obras subterráneas.

Más adelante, se comentan los aspectos hidrogeológicos de las técnicas de investigación tanto de campo como de laboratorio y, tras destacar la importancia de los sondeos de reconocimiento, se enumeran los diferentes parámetros que es preciso conocer, su determinación y su utilidad. Tras una valoración integrada de la información conseguida, se discute el alcance y limitaciones de los métodos numéricos aplicados al conocimiento del flujo subterráneo.

Finalmente se completa el folleto desarrollando tres ejemplos tipo:

- La estabilización de laderas deslizantes mediante la ejecución de pantallas drenantes,
- La corrección de fugas en presas construidas en regiones kársticas mediante la ejecución de pantallas de inyección,
- La ejecución de la pantalla de la villa olímpica donde se realizó una importante excavación bajo nivel freático.

En definitiva, sobre la base de las interacciones agua-roca y agua-suelo, la moraleja que se desprende en la obra civil es que no hay que luchar contra el agua sino darle salida por donde no moleste.

2. EL AGUA SUBTERRANEA EN EL TERRENO

Cuando una obra civil se realiza modificando antrópicamente el entorno geológico, la presencia de agua subterránea, cuando existe, puede causar problemas graves, provocando su resolución elevados costos económicos y generando riesgos que a veces resultan irreversibles.

Para afrontar razonablemente el problema, hay que recurrir a la hidrogeología como tecnología de apoyo, que permite acotar adecuadamente la problemática del agua subterránea.

A tenor de las características que un terreno dado presenta con relación a su capacidad de ALMACENAR agua subterránea en su interior, así como a la posibilidad de TRANSMITIRLA hacia otros lugares, resulta que sólo existen en la naturaleza cuatro diferentes posibilidades según sea su tipología:

Tipología hidrogeológica	Capacidad de almacenar agua	Posibilidad de transmitir agua
ACUIFERO	SI	SI
ACUICLUDO	SI	NO
ACUITARDO	SI	SI
ACUIFUGO	NO	NO

y los problemas derivados de la presencia de niveles saturados, en las obras civiles que los intercepten, serán diferentes en cada caso.

Los **acuíferos**, típicos de las formaciones de arenas y gravas, presentarán problemas de entradas bruscas de agua, fugas, subpresiones, y riesgos de contaminación del entorno principalmente, que habrá que evaluar y resolver.

Los **acuicludos**, representados sustancialmente por todo tipo de formaciones arcillosas, se caracterizan por una elevada porosidad total en contraste con una muy baja permeabilidad. En condiciones de saturación, drenan muy mal y su resistencia a esfuerzo cortante se reduce fuertemente, de manera que los problemas tipo serán consecuencia de una mala liberación de presiones intersticiales, generando fuertes inestabilidades, derrumbes de paredes en zanjas y excavaciones y deslizamientos con presencia de fangos fluentes.

Los **acuitardos**, en principio, representan un caso intermedio entre los dos anteriores, participando moderadamente de las problemáticas descritas, aunque con algunas ventajas, que a veces podremos utilizar, debidas al fenómeno del goteo en sondeos de captación o a su capacidad de mejorar por autocompactación, cuando se les drena.

Los **acuifugos**, que al no poseer agua, no generan ninguno de los anteriores problemas, conviene tenerlo presente, por sus propiedades, especialmente a la hora de planificar almacenamiento de residuos radiactivos.

Sin embargo, la mayoría de las formaciones geológicas presentan un carácter anisotrópico que introduce peculiaridades en la circulación del agua subterránea que es preciso considerar pues condiciona flujos direccionales en las formaciones geológicas fisuradas, pudiendo llegar a la formación de conductos y ríos subterráneos, cuando la roca en cuestión se karstifica porque es soluble. Los graves problemas de fugas en ciertos embalses obedecen a esta situación.

Su tipificación, que orientará para acotar su problemática y gestionar soluciones específicas, es sin embargo muy concreta, pudiendo resumirse en el cuadro adjunto:

Roca almacén		Clase de acuífero	Carácter de la circulación del agua
Rocas porosas	Sueltas	Porosidad intergranular	Mayoritariamente isótropa
	Consolidadas		
Rocas fisuradas	Fisuras abiertas interconectadas	Red de fisuras y planos de debilidad	Clara anisotropía direccional
	Con disolución adicional (KARST)	Red tridimensional de conductos abierta según planos de debilidad	

del que se deduce fácilmente que los acuíferos en materiales rocosos, que han sufrido diagénesis y han estado sometidos a deformaciones de la corteza terrestre, son anisótropos. En consecuencia, la circulación del agua presenta un carácter direccional peculiar que será preciso conocer y cuantificar a la hora de arbitrar soluciones a los problemas específicos generados por dicha causa.

Esta circunstancia es tanto más importante por cuanto la mayoría de los modelos matemáticos que como herramientas de trabajo se dispone, se derivan de premisas de planteamiento propias de medios isótropos, donde funcionan en general bien, ajustándose sin embargo con dificultad en condiciones de anisotropía.

Como los medios anisótropos son más abundantes en la naturaleza, la elaboración de modelos matemáticos capaces de resolver la circulación direccional del agua subterránea en ellos representa una necesidad que será preciso desarrollar en el futuro.

3. CONCEPTOS BASICOS

3.1. NIVEL FREATICO

- El nivel freático es el lugar geométrico de los puntos en los que la presión del agua es la atmosférica. Este es el nivel que alcanza la superficie del agua en pozos o piezómetros en comunicación libre con los huecos del suelo.
- Por debajo del nivel freático la presión del agua es positiva y al agua situada bajo este nivel, y en comunicación continua con él, recibe el nombre de agua freática.
- Por encima del nivel freático existe el agua capilar donde su presión es menor que la atmosférica.

3.2. NIVEL PIEZOMETRICO

- La presión del agua en un acuífero confinado la indica el nivel piezométrico, que se obtiene uniendo los niveles de agua, en equilibrio, de piezómetros que penetran en el acuífero confinado.

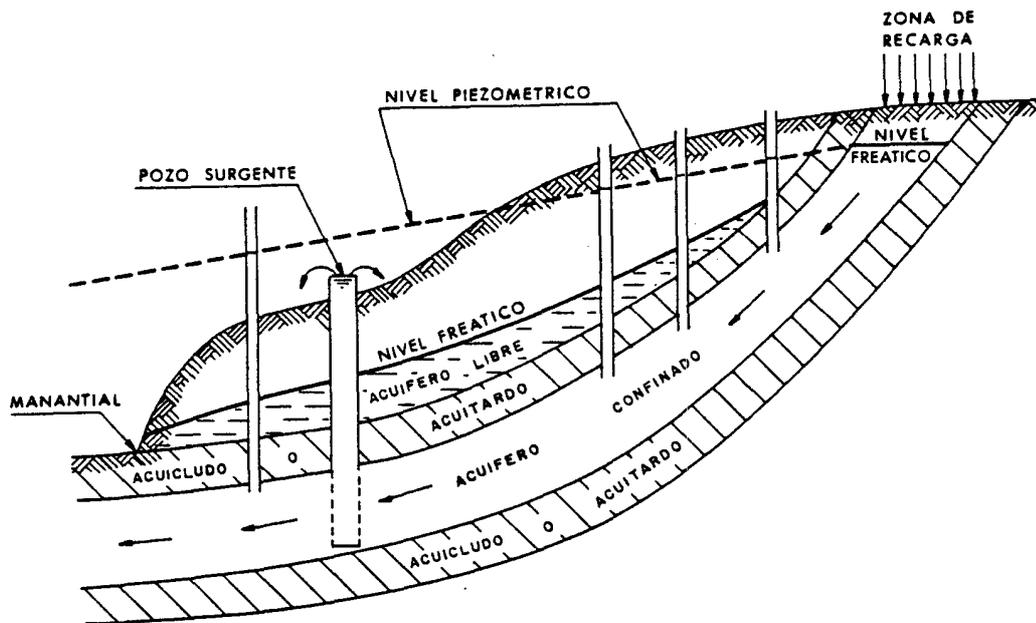


FIGURA 3.1. ESQUEMA DE ACUIFERO LIBRE Y CONFINADO (BOUWER, 1.987)

3.3. POROSIDAD E INDICE DE POROS

- La porosidad de un suelo o de una roca es el porcentaje del volumen total que está ocupado por poros. Estos poros estarán rellenos de agua si el material está saturado, o de aire y agua si el material no está saturado.
- La porosidad se calcula en una muestra inalterada.

$$n = \frac{V - V_s}{V} 100$$

Donde:

- n = porosidad en %
- V = Volumen total
- V_s = Volumen del sólido

- Si solo se considera el volumen de los poros que están interconectados, a la porosidad se le denomina "porosidad eficaz", n_e.
- El índice de poros es la razón entre el volumen de poros (V_n) y el volumen de sólidos (V_s):

$$e = \frac{V_n}{V_s}$$

- La relación entre la porosidad y el índice de poros es:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

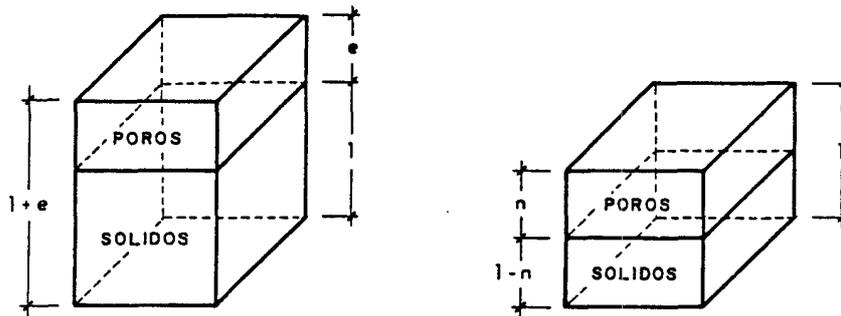


FIGURA 3.2. REPRESENTACION GRAFICA DE LA POROSIDAD, n, Y DEL INDICE DE POROS, e (JIMENEZ SALAS, 1.971)

3.4. HUMEDAD Y GRADO DE SATURACION

- Se llama humedad (w) de un suelo al peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco (peso constante a una temperatura comprendida entre 105 y 110°C). Se expresa en tanto por ciento.
- El grado de saturación (S_r) es el porcentaje del volumen de huecos ocupados por el agua.

3.5. LEY DE DARCY. PERMEABILIDAD

- Si dos piezómetros están situados en una línea de corriente (puntos 1 y 2 en la figura 3.3.), la velocidad del agua en la línea de corriente se puede calcular con la ecuación:

$$V = K \frac{(h_1 + z_1) - (h_2 + z_2)}{L} = K \frac{\Delta h}{L}$$

$$V = Ki$$

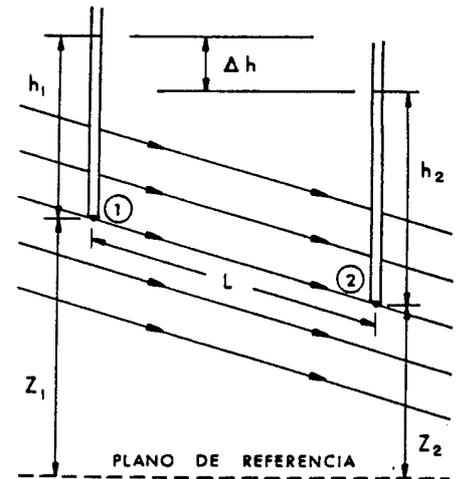


FIGURA 3.3. SECCION VERTICAL DEL FLUJO DE AGUA SUBTERRANEA CON LINEAS DE CORRIENTE PARALELAS (BOUWER, 1.987)

donde:

- V = Velocidad del agua de Darcy
- K = Coeficiente de permeabilidad (longitud/tiempo) o conductividad hidráulica
- $i = \frac{\Delta h}{L}$ = gradiente hidráulico

- A esta fórmula se la conoce como la ley de Darcy que establece que la velocidad de un fluido es directamente proporcional al gradiente hidráulico.
- La ley de Darcy es válida solamente para el régimen laminar, (valor del número de Reynolds menor de 4). Dado que el movimiento del agua subterránea a través de poros se produce casi siempre en régimen laminar, dicha ley es en la práctica aplicable en la mayoría de casos.
- La permeabilidad es una constante de proporcionalidad entre la velocidad y el gradiente hidráulico. Tiene las dimensiones de una velocidad, y es el parámetro más importante a determinar a la hora de resolver un problema hidrogeológico presentado en una obra civil.
- Ninguna propiedad, de las utilizadas en el cálculo de una obra, tiene un grado de variación tan grande como la permeabilidad. La variación entre la permeabilidad de una arcilla (10^{-9} cm/s) y de una grava (10) es del orden de 10.000 millones de veces, mientras que la densidad varía del orden de 14 veces entre el agua (1 t/m^3) y el mercurio ($13,5 \text{ t/m}^3$), y la resistencia del mejor acero (10.000 kg/cm^2) y la de una arcilla blanda ($0,1 \text{ kg/cm}^2$) varía del orden de 100.000 veces.

3.5.1. Factores que influyen sobre la permeabilidad

- En la permeabilidad influye la densidad y viscosidad del fluido que son a su vez función de la temperatura y de la presión. Para que la permeabilidad no esté afectada por el fluido es necesario definir la permeabilidad geométrica que se expresa en cm^2 .

$$k = \frac{K\mu}{g\gamma}$$

donde:

k = permeabilidad intrínseca, específica o geométrica
K = permeabilidad o conductividad hidráulica
 γ = peso específico del fluido
g = aceleración debida a la gravedad
 μ = viscosidad del fluido

- Estudios teóricos demuestran que la permeabilidad varía con el cuadrado del diámetro de poros.
- La permeabilidad varía significativamente con el tamaño del grano y es extremadamente sensible a la cantidad, características y distribución de la fracción fina (tanto por ciento que pasa por el tamiz 100 de la Serie A.S.T.M.).

En la Tabla 3.1. se muestra la variación de la permeabilidad de un filtro en relación con la cantidad de finos que posee.

TABLA 3.1 - Variación de la Permeabilidad en relación con el porcentaje de finos (CEDERGREEN, 1.987)

Porcentaje que pasa por el tamiz 100 (serie ASTM)	Permeabilidad (cm/s)
0	$3,0 \times 10^{-2} - 1,0 \times 10^{-1}$
2	$3,5 \times 10^{-3} - 3,5 \times 10^{-2}$
4	$7,0 \times 10^{-4} - 2,0 \times 10^{-2}$
6	$2,0 \times 10^{-4} - 7,0 \times 10^{-3}$
7	$7,0 \times 10^{-5} - 1,0 \times 10^{-3}$

- La estructura de un suelo o roca lo hace anisótropo y, en general, tienen una mayor permeabilidad en la dirección de la estructura que en la dirección normal.
- Al aumentar la densidad de un suelo disminuye su permeabilidad. Para un mismo suelo el pasar de un estado flojo a uno denso disminuye su permeabilidad de 1 a 20 veces.

- La presencia de discontinuidades (juntas, capas de arena o grava, etc) aumentan la permeabilidad de un estrato de forma considerable. Por ejemplo las grietas de retracción de un estrato arcilloso suelen tener una permeabilidad del orden de 1.000 veces más que el material arcilloso entre juntas.

3.6. TRANSMISIVIDAD

- La velocidad del agua también se puede expresar de la siguiente forma:

$$V = \frac{Q}{A}$$

donde:

Q = Caudal
A = Area de la sección

- Si la sección A tiene una altura b y una longitud L se tendrá:

$$A = b L$$

$$Q = A V = b L K i = T L i$$

donde:

T = K b = Transmisividad

- La transmisividad se define como el caudal que se filtra a través de una franja vertical de terreno, de ancho unidad y de altura igual al espesor saturado, bajo un gradiente unidad y durante la unidad de tiempo.
- Sus unidades son las de una velocidad por una longitud y se suele expresar en cm^2/s o $\text{m}^2/\text{día}$.

3.7. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

- El coeficiente de almacenamiento "s" se define como la cantidad de agua que cede un prisma de acuífero de base cuadrada unitaria cuando se le deprime la unidad. Es adimensional.
- En los acuíferos libres el coeficiente de almacenamiento coincide con la porosidad eficaz.

3.8. PRESION EFECTIVA. LEY DE TERZAGHI

En la figura 3.4. se muestra un corte a través de la superficie de contacto entre dos partículas de un suelo.

Al igualar la fuerza total normal que actúa sobre A (N) con la fuerza intersticial (provocada por el agua) y la intergranular normal se obtiene:

$$N = u(A - a) + N_i$$

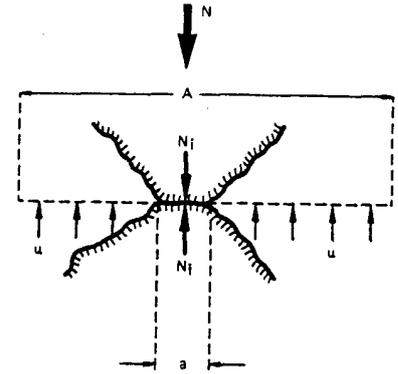
Dividiendo por A y operando

$$\sigma_i = \sigma - u \left(1 - \frac{a}{A}\right)$$

donde:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A} \rightarrow \text{Presión intergranular}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \rightarrow \text{Presión total}$$



u = PRESION NEUTRA O INTERSTICIAL
 Ni = FUERZA NORMAL INTERGRANULAR
 N = FUERZA NORMAL TOTAL
 A = AREA DEL ELEMENTO DE SUELO
 a = AREA DE CONTACTO ENTRE PARTICULAS

FIGURA 3.4. FUERZAS NORMALES EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE DOS PARTICULAS DE SUELO (JIMENEZ SALAS, 1971)

A efectos prácticos $a/A = 0$ por lo que se puede reducir la fórmula anterior a

$$\sigma' = \sigma - u$$

σ' = presión efectiva
 σ = presión total
 u = presión intersticial

A esta fórmula se la conoce como la "ley de Terzaghi" o principio de presión efectiva. La resistencia al esfuerzo cortante y el cambio de volumen de un suelo dependen de la magnitud de la presión efectiva y de sus variaciones.

3.9. FLUJO SUBTERRANEO. ECUACION DE LAPLACE. REDES DE CORRIENTE

En un medio poroso homogéneo e isótropo, en el que el régimen es estacionario, el fluido es incomprensible, no existe consolidación del terreno y se cumple la Ley de Darcy, el flujo subterráneo cumple la ecuación de la continuidad o de conservación de la masa.

Teniendo en cuenta la ley de Darcy, y operando, se obtiene:

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + K_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

Que es la ecuación de Laplace.

En dos dimensiones, y si $K_x = K_y$, la ecuación anterior se reduce a:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

La resolución de la ecuación diferencial del flujo, ecuación de Laplace, viene ligada al cumplimiento de las condiciones de contorno que para un acuífero confinado son:

1. En un límite impermeable no existe flujo vertical.
2. Un límite en contacto con agua libre (lago, embalse, mar, río, etc) o con un medio muy permeable se caracteriza porque sobre él el potencial hidráulico es constante o si es variable (paredes de un pozo de bombeo) sigue siendo una superficie equipotencial y es conocido.

Para un acuífero libre se tienen que cumplir las dos condiciones anteriores y además:

3. El nivel freático debe ser conocido
4. La superficie de goteo o rezume ("seepage surface") debe ser conocida.

Los métodos para resolver la ecuación diferencial de Laplace se pueden resumir en:

1. Analíticos: Integración directa, Variable compleja, Aproximaciones de Dupuit, Método de los Fragmentos.
2. Gráficos: Redes de corriente
3. Analogías eléctricas.
4. Análisis numérico: Diferencias finitas y elementos finitos.
5. Modelos hidráulicos.
6. Modelos de flujo viscoso (Hele-Shaw).

Una red de corrientes es un modelo de las líneas de flujo y equipotenciales que representan gráficamente las características principales de un flujo de agua subterránea. Una línea de corriente es una trayectoria representativa de una molécula de agua en un determinado flujo. Las líneas equipotenciales son el lugar geométrico de los puntos de igual potencial hidráulico; en materiales isótropos son perpendiculares a las líneas de corriente.

Las principales aplicaciones de las redes de corriente son:

1. Calcular las presiones del agua subterránea en unas determinadas líneas o superficies.
2. Estimar los caudales del agua subterránea.

3. Calcular los gradientes hidráulicos.

- En muchos casos el dibujo de redes de corriente es de gran ayuda para el mejor entendimiento del comportamiento del flujo del agua subterránea y sus cambios ante modificaciones externas.

3.10. CASOS REALES, APROXIMACIONES Y FORMULAS TIPO

La ecuación de LAPLACE es válida en régimen permanente, en un acuífero homogéneo e isótropo y en ausencia de fuentes y sumideros.

Cuando existan fuentes o sumideros, hay que utilizar la **ecuación de POISSON**:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = -\frac{R}{T}$$

donde T es la transmisividad y R representa el valor de una recarga ajena al sistema.

A su vez, la **ecuación general de flujo** en régimen transitorio cuando existan fuentes y sumideros es:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} + \frac{R}{T} = \frac{S}{T} \frac{\delta h}{\delta t}$$

donde S es el coeficiente de almacenamiento y t el tiempo.

THEIS, partiendo de la ecuación general de flujo en régimen transitorio considerada en dos dimensiones con la aproximación de que no existen recargas verticales, resolvió el caso del **acuífero confinado** cuya expresión es:

$$d = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad \text{THEIS} \\ \text{(acuífero confinado)}$$

siendo:

d = los descensos a distancia r ,

Q = caudal extraído,

$W(u)$ = una función de pozo que está tabulada.

JACOB simplificó el desarrollo de THEIS, llegando a la expresión:

$$d = 0.183 \frac{Q}{T} \log \frac{2.25 T t}{r^2 S} \quad \text{JACOB} \\ \text{(acuífero confinado)}$$

DE GLEE y HANTUSH, más adelante, resolvieron el caso del

acuifero semiconfinado y PRICKETT dedujo la formulación del acuifero libre con drenaje diferido:

$$h_o - h = \frac{Q}{4\pi T} W(u, \frac{r}{D}) \quad \text{PRICKETT}$$

(acuifero libre)
(drenaje diferido)

siendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

y:

$$D = \sqrt{\frac{T}{\alpha n_e}}; \quad \text{donde:}$$

n_e = Porosidad eficaz,
 $1/\alpha$ = índice de retraso,
 S = coeficiente de almacenamiento
como acuifero confinado.

Recientemente (1985), VAN DER KAMP, resolvió la ecuación general de flujo en dos dimensiones para un sistema múltiple de acuiferos.

4. PROBLEMAS QUE PUEDEN CAUSAR LAS AGUAS SUBTERRANEAS EN LA INGENIERIA CIVIL

4.1. INTRODUCCION

En el siglo pasado no se conocía la teoría de como circulaba el agua en un medio poroso y se consideraba el diseño de obras, en las que intervenía el agua, más un arte que una ciencia, así el tamaño y forma del cimiento de una presa, el diseño de drenes para una carretera, presa u otras obras eran estimados y diseñados por intuición o por simple copia de algo que había funcionado en el pasado.

Los experimentos de Darcy con los fenómenos de flujo, los trabajos de Terzaghi en mecánica de suelos y la teoría práctica de Casagrande sobre la filtración, junto con las aportaciones de otros muchos ingenieros, han contribuido a que hoy tanto el diseño como la construcción de estructuras sobre suelos y rocas sean capaces de poder resistir los empujes de las aguas subterráneas.

Cualquier obra de ingeniería, en la que el agua sea un factor desestabilizante, puede ser segura si:

- se mantiene el agua fuera de las zonas donde puede causar daño o,
- si se controla el agua que entra mediante drenajes.

En cualquier obra en la que está presente el agua y se produce una filtración incontrolada los problemas que provoca el flujo del agua se pueden agrupar en una de estas dos categorías:

- migración de las partículas finas del suelo hacia una salida, provocando sifonamientos o roturas por erosión
- aumento de los niveles de saturación, flujos internos, excesivas subpresiones o fuerzas de infiltración.

En la Tabla 4.1. se muestran algunos ejemplos de roturas provocadas por el agua, divididas según las dos categorías anteriores.

A continuación se describen los problemas más importantes que provocan las aguas subterráneas en la ingeniería civil.

4.2. SIFONAMIENTO

El sifonamiento de un terreno granular no consolidado, una arena por ejemplo, se produce cuando debido a un incremento de la presión intersticial se anula la presión efectiva o lo que es lo mismo cuando las fuerzas producidas por la filtración superan el peso sumergido del suelo.

En un permeámetro de carga constante y flujo ascendente, las leyes de presiones totales, intersticiales y efectivas, son las que se muestran en la figura 4.1.

TABLA 4.1. EJEMPLOS DE ROTURAS PROVOCADAS POR UNA FILTRACION INCONTROLADA (CEDERGREN, 1.989)

<p>CATEGORIA I ROTURAS PROVOCADAS POR LA MIGRACION DE PARTICULAS HACIA UNA SALIDA O HACIA UNA CAPA DE GRAVA LIMPIA</p>	<p>CATEGORIA II ROTURAS PROVOCADAS POR UNA SATURACION INCONTROLADA Y POR FUERZAS DE FILTRACION</p>
<p>1. SIFONAMIENTO EN PRESAS, DIQUES Y EMBALSES, CAUSADOS POR:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pérdida de los filtros de protección. - Poca compactación a lo largo de conducciones, zanjas de cimentaciones, etc. - Conducciones hechas por animales, raíces o maderas podridas, etc. - Filtros o drenes con poros por los que pueden migrar las partículas. - Grietas o juntas abiertas en rocas bajo la cimentación de presas. - Estratos de gravas limpias o de materiales gruesos bajo cimentaciones. - Roturas en drenes rígidos, revestimientos de embalses, núcleos de presas, etc, causadas por terremotos u otras causas. - Defectos de construcción o naturales. <p>2. COLMATACION DE DRENES DE GRAVAS, INCLUSO DE DRENES FRANCESES</p>	<p>1. DESLIZAMIENTOS PROVOCADOS POR SATURACION.</p> <p>2. DETERIORO Y ROTURA DE LA BASE DE UN PAVIMENTO PROVOCADO POR UN INSUFICIENTE DRENAJE.</p> <p>3. ROTURA DEL CIMIENTO DE UN RELLENO PROVOCADO POR RETENCION DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS.</p> <p>4. ROTURAS DE RELLENOS Y CIMENTACIONES CAUSADAS POR EXCESO DE PRESION DE POROS.</p> <p>5. ROTURAS DE MUROS DE CONTENCIÓN PROVOCADAS POR LA PRESION HIDROSTATICA.</p> <p>6. LEVANTAMIENTOS DE REVESTIMIENTO DE CANALES, SOTTANOS, LOSAS DE ALIVIADEROS, ETC POR SUBPRESIONES.</p> <p>7. ROTURAS DE DIQUES SECOS CAUSADAS POR SUBPRESIONES.</p> <p>8. ROTURAS DE PRESAS Y TALUDES PROVOCADAS POR FUERZAS DE FILTRACION O SUBPRESIONES.</p> <p>9. ROTURAS POR LICUEFACCION DE PRESAS Y TALUDES PROVOCADAS POR SISMOS.</p>

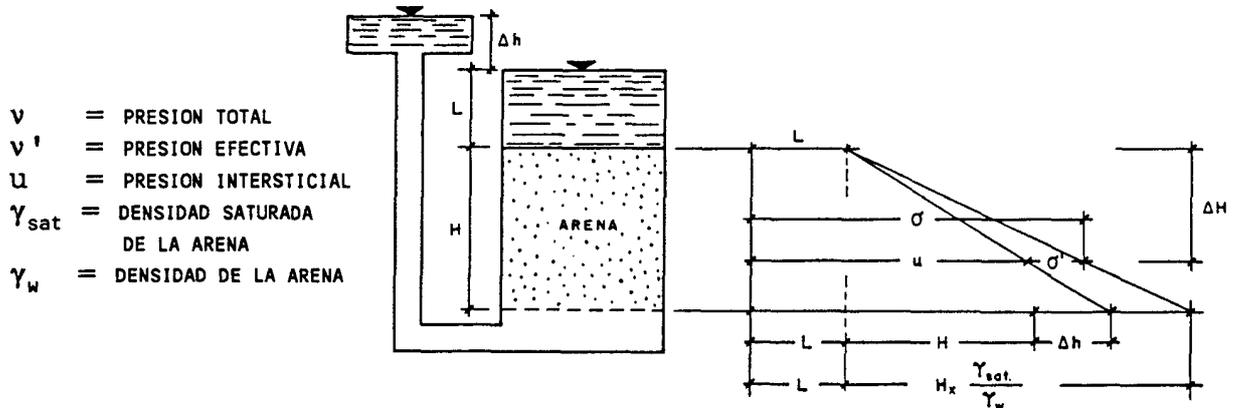


FIGURA 4.1. PRESIONES TOTALES, INTERSTICIALES Y EFECTIVAS EN UN PERMEAMETRO DE FLUJO ASCENDENTE (JIMENEZ SALAS, 1.971)

Si se continua subiendo el nivel de agua en la rama izquierda llegará un momento en que las presiones efectivas se anularán. Ese momento se producirá cuando:

$$H + \Delta h = H \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} \rightarrow i_c = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1$$

a este valor del gradiente hidráulico se le conoce con el nombre "gradiente crítico" y suele estar próximo a la unidad.

4.3. EROSIONES INTERNAS

El arrastre por el agua de una partícula entre los huecos de un suelo depende de dos factores:

- relación entre los tamaños de partículas y huecos,
- del gradiente hidráulico.

La primera condición está relacionada con la granulometría y densidad de los suelos que están en contacto, y con la forma de los poros.

El gradiente hidráulico es proporcional a la fuerza que el agua ejerce sobre las partículas, lo que puede provocar su migración a través de la misma capa en que se encuentra o a través de las contiguas.

Estos conceptos son fundamentales para el diseño de filtros. La no existencia o el mal diseño de un filtro puede provocar la colmatación del dren.

4.4. SUBPRESIONES

Al realizar una obra bajo el nivel freático, o cuando la propia obra crea un nivel de agua, como puede ser una presa, bajo su

cimiento o solera se produce una fuerza ascendente que se denomina subpresión.

Cuando no existe flujo la subpresión que recibe cualquier estructura es igual a la columna de agua que existe entre la cota de cimentación y la cota del nivel freático.

Si existe flujo para calcular la subpresión será necesario, en primer lugar, dibujar la red de flujo y a partir de las equipotenciales, bajo la estructura, calcular la ley de empujes de la subpresión.

4.5. ESTABILIDAD DE TALUDES O DESMONTES

. El primer efecto del agua sobre la estabilidad de un talud o desmonte es la de reducir la resistencia al corte del suelo en que está excavando o la de las juntas si el desmonte es en roca.

La resistencia al corte (τ) de un suelo o junta, si se encuentra sobre el nivel freático, es:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi$$

donde:

c = cohesión

σ_n = presión normal total

ϕ = ángulo de fricción

Este mismo material o junta bajo el nivel freático tiene la siguiente resistencia:

$$\tau' = c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

donde:

$$\sigma'_n = \sigma_n - u$$

u = presión intersticial

σ'_n = presión normal efectiva

σ_n = presión normal total

. El segundo efecto que produce el agua sobre la estabilidad de un talud es la aplicación del empuje hidrostático sobre las superficies de rotura.

En las figuras 4.2. y 4.3. se muestra el empuje hidrostático sobre una rotura circular y sobre las caras de un bloque respectivamente.

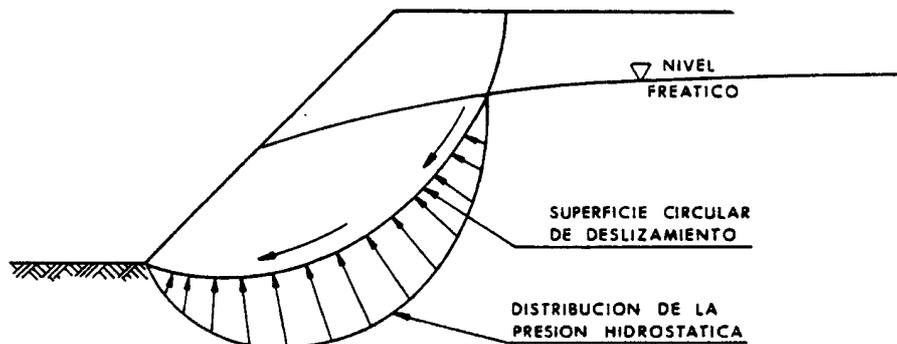


FIGURA 4.2. EMPUJE HIDROSTATICO SOBRE UNA SUPERFICIE DE ROTURA CIRCULAR (CANNETT, 1.977)

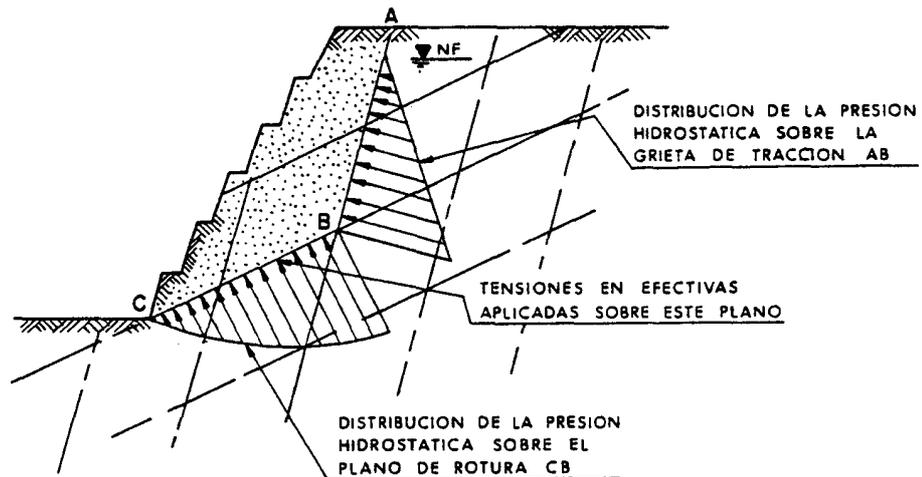


FIGURA 4.3. EMPUJE HIDROSTATICO SOBRE UNA GRIETA DE TRACCION Y SOBRE UN PLANO DE ROTURA (CANMET, 1977)

4.6. MUROS. EMPUJES LATERALES

Cuando un terreno no se sostiene por si solo, con el talud que económicamente se le puede dar, es preciso construir una estructura que aplique sobre el terreno las fuerzas necesarias para mantener el equilibrio. Como consecuencia el terreno aplicará sobre la estructura unos empujes iguales y contrarios a estas fuerzas.

El muro debe estar cimentado y calculado para resistir los esfuerzos que le transmite el terreno, y si en el trasdós del muro existe agua las fuerzas hidrostáticas aumentarán los empujes sobre el muro.

4.6.1. Muros de contención

Para evitar los incrementos de presiones que provoca el agua sobre un muro de contención se suelen diseñar dispositivos, para dar salidas a las aguas (mechinales y orificios de drenaje), que conectan las capas granulares (drenes), que controlan el flujo del agua en el trasdós del muro, con el exterior. Es muy usual colocar en el trasdós del muro un dren vertical, no obstante tras unas fuertes lluvias se pueden crear presiones hidrostáticas sobre el muro, aun con el dren vertical, tal como se muestra en la figura 4.4.

En ella se ha representado la red de corriente en el trasdós del muro, con el dren vertical en (a), incluido el empuje hidrostático U_1 , y en (b) la red de corriente con un dren inclinado.

Con las condiciones de drenaje que impone un dren vertical y saturado del relleno del trasdós, por ejemplo después de unas fuertes lluvias, sobre la potencial superficie de rotura "d-e" existe un incremento de presión hidráulica, con una distribución "d-f-e", de la que resulta una fuerza U_1 , normal a "d-e". Estas condiciones se mantendrían hasta que se drenase todo el trasdós del muro.

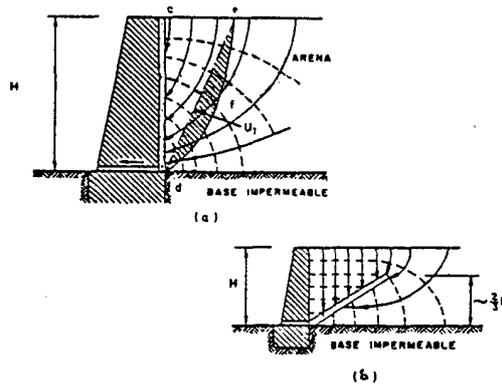


FIGURA 4.4. INFLUENCIA DEL TIPO DE DRENAJE SOBRE EL TRASDOS DE UN MURO VERTICAL SEGUN TERZAGHI Y PECK (CEDERGREN, 1.967)

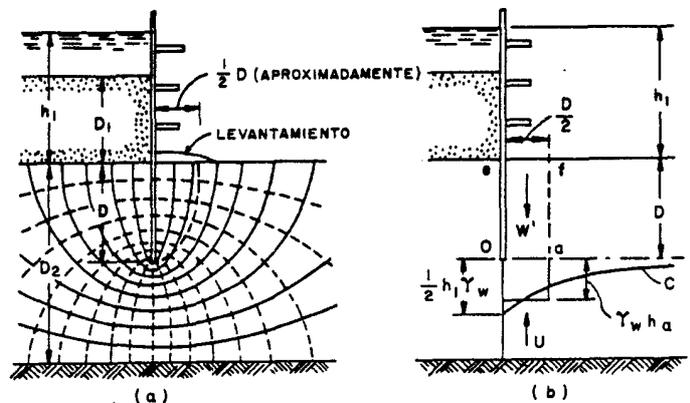
Terzaghi demostró que en las condiciones anteriores pero con la disposición inclinada del dren se establece un flujo vertical del agua de infiltración hacia el dren que elimina el exceso de presión hidrostática y disminuye, por consolidación del material del trasdós, la presión que el terreno transmite sobre el muro.

De este ejemplo se deduce la importancia que, en algunos casos, tiene el dibujar la red de corriente.

4.6.2. Muros pantalla

En un muro pantalla es muy conveniente dibujarse la red de corrientes ya que es, prácticamente, la única forma de estimar la profundidad de empotramiento del muro y las presiones y peligro de sifonamiento en la solera de la zona libre del muro.

Terzaghi y Peck (1.948) desarrollaron la forma de calcular las subpresiones en las inmediaciones de una pantalla y el coeficiente de seguridad al sifonamiento. En primer lugar es necesario dibujar la red de corriente bajo la pantalla, como se muestra en la figura 4.5. (a), a partir de la cual se calcula la subpresión en la línea Ox a la profundidad D (profundidad de la pantalla).



W' = PESO DEL SUELO SUMERGIDO
 U = PRESION HIDROSTATICA
 γ_w = DENSIDAD DEL AGUA

FIGURA 4.5. USO DE UNA RED DE CORRIENTE PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD AL SIFONAMIENTO EN LAS INMEDIACIONES DE UNA PANTALLA, SEGUN TERZAGHI Y PECK (CEDERGREN. 1989)

Para una altura de agua h_1 , a la izquierda de la pantalla, la ley de subpresiones viene dada por las ordenadas de la curva C, teniendo Ox como línea de referencia. Terzaghi encontró que cuando las fuerzas ascendentes del flujo, en una zona de Ox cerca de la pantalla, eran iguales al peso del suelo sumergido, se producía un levantamiento similar al que se muestra en la figura. Esto ocurre a la vez que se produce un incremento de volumen en la arena, lo que produce un aumento de la permeabilidad.

Los modelos de Terzaghi demostraron que esto ocurría a una distancia $D/2$ de la pantalla, donde el factor de seguridad al sifonamiento es:

$$F = \frac{W'}{U}$$

siendo: $W' = 1/2 D^2 \gamma'$ y $U = \gamma_w h_a D/2$
luego:

$$F = \frac{W'}{U} = \frac{D\gamma'}{h_a \gamma_w}$$

De aquí se puede deducir el empotramiento mínimo de la pantalla para un determinado factor de seguridad o si no se cree económico aumentar el empotramiento de la pantalla, D, se podrá aumentar el peso, colocando un dren sobre "e-f" de peso W, de esta forma el factor de seguridad será:

$$F = \frac{W+W'}{U}$$

En resumen, para el diseño de cualquier tipo de muro en el que existe agua en el trasdós y por lo tanto flujo, será necesario dibujar la red de corriente en el fin de poder diseñar su drenaje o empotramiento.

En los muros pantallas, en los que es necesario anclarlos, otro efecto muy importante causado por el agua es el de la corrosión de los anclajes. En los casos de anclaje será necesario analizar el poder corrosivo de las aguas y diseñar las protecciones necesarias para los anclajes. Este aspecto será fundamental en el caso de anclajes permanentes.

4.7. RELLENOS

Al construir un relleno el drenaje de la ladera sobre la que se construye, tanto el superficial como el profundo, se ven afectados. En la figura 4.6. se muestra un esquema con los posibles accesos del agua que, en ocasiones, puede provocar la formación de un nivel freático en el cuerpo del relleno, aunque sólo sea temporalmente.

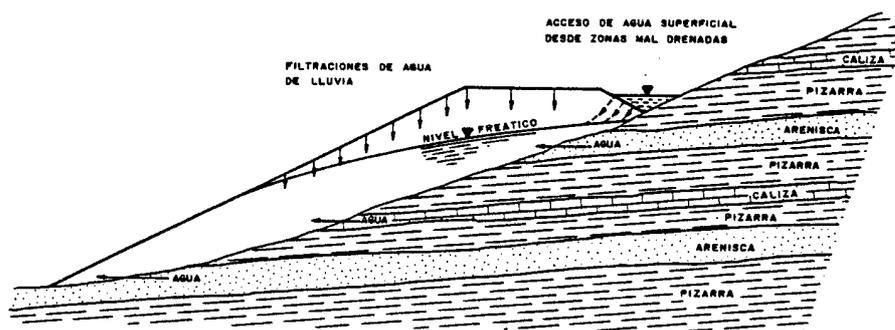


FIGURA 4.6. POSIBLES FUENTES DE ALIMENTACION DE AGUA AL CUERPO DE UN TERRAPLEN (MOPT, 1.984)

Aunque se eliminen, mediante el drenaje superficial, las aguas de escorrentía, es frecuente que los rellenos intercepten manantiales de las laderas, que si no se drenan adecuadamente irán saturando el material del relleno.

En la figura 4.6. se muestra un croquis con los posibles aportes de agua al cuerpo de un relleno.

Los efectos que sobre un relleno producen las aguas subterráneas se pueden resumir en: a) pérdida de resistencia del material con el que se ha construido el relleno y b) aparición de empujes hidrostáticos.

Si en un relleno se crea un nivel freático la resistencia del corte del terreno quedará disminuida por la acción de la presión intersticial. La resistencia del terreno será en presiones efectivas:

$$\tau' = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'$$

La existencia de un nivel freático originará una subpresión en el cuerpo del relleno que será necesario calcular, mediante el dibujo de la red de corriente o con una hipótesis conservadora, e introducirla en el cálculo de estabilidad.

La construcción de un relleno sobre suelos de consolidación lenta, baja permeabilidad, exige estudiar la velocidad de disipación del incremento de las presiones intersticiales, que se producen al aplicar una determinada carga externa, ya que según se van disipando las presiones intersticiales aumentan las presiones efectivas y en consecuencia la resistencia al corte del terreno. En muchas ocasiones la ejecución de rellenos, o de otros tipos de obras, como pueden ser grandes tanques, la carga se coloca de forma progresiva en escalones, a lo largo de un determinado periodo de tiempo, de modo que la consolidación, en cada escalón, sea suficiente para alcanzar la resistencia necesaria para poder aplicar el siguiente escalón de carga.

4.8. PAVIMENTOS

Cualquier tipo de superficie que deba de soportar tráfico debe

tener la suficiente resistencia para soportar las cargas que se le transmiten.

Un exceso de agua en la base del pavimento de una autopista o en la de una pista de atletismo pueden dejar estas instalaciones fuera de servicio.

Aunque un pavimento esté diseñado para soportar cargas sobre una sub-base saturada se debe evitar que el propio pavimento y su base se inunden. La distribución lateral de esfuerzos que se produce al aplicar una carga sobre el pavimento sólo ocurre cuando las capas de la base están drenadas, al estar completamente saturado el pavimento las cargas que se aplican sobre el pavimento se transmiten a la subbase sin ningún tipo de reducción. En la figura 4.7. se muestra la transmisión de los esfuerzos en un firme drenado (a) y en otro saturado (b)

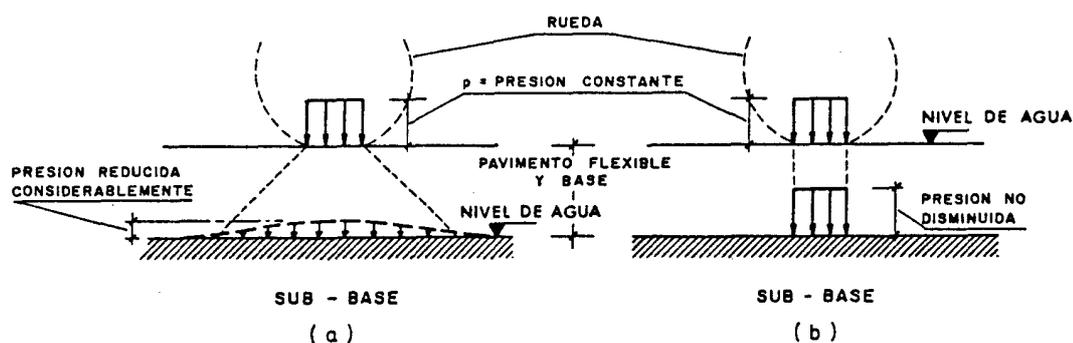


FIGURA 4.7. CONCEPTO IDEALIZADO DE LAS PRESIONES QUE TRASMITE UN PAVIMENTO. a) SUB-BASE SATURADA PERO PAVIMENTO Y BASE BIEN DRENADAS b) TODA LA SECCION ESTRUCTURAL ESTA SATURADA (CEDERGREN, 1.989)

En un pavimento inundado, que soporta tráfico, se producen unas fuerzas internas que arrastran los finos hacia las grietas del pavimento provocando la pérdida de las fuerzas de cohesión y el rápido deterioro del pavimento.

4.9. SUBSIDENCIA

Se conoce por subsidencia del terreno aquellos movimientos en los que su componente principal es la vertical y, en general, la componente horizontal es despreciable.

La subsidencia puede ser provocada por un gran número de fenómenos, extracción de agua o gases, minería, colapso de cavernas, movimientos tectónicos, etc, no obstante en esta publicación tan solo se harán referencia a los provocados por la extracción de agua.

La subsidencia que provoca la extracción de agua está producida por los cambios que se originan en el volumen de huecos del material al variar las presiones efectivas del terreno. Al

descender el nivel freático o piezométrico la presión intersticial en un punto determinado, a una cierta profundidad bajo el nivel de agua, pasa de tener un valor u_1 a tener otro u_2 menor y por lo tanto las presiones efectivas en ese mismo punto pasarán de

$$\sigma'_1 = \sigma'_1 - u_1 \quad \text{a} \quad \sigma'_2 = \sigma - u_2$$

siendo $\sigma'_1 < \sigma'_2$

La subsidencia S_u que se produce en una capa de espesor Z , y área horizontal la unidad, debida a la variación de las presiones efectivas, se puede expresar en función del volumen de poros de la siguiente forma:

$S_u = V_{n1} - V_{n2}$
 donde V_{n1} y V_{n2} es el volumen de poros en los estados 1 y 2, al variar la presión efectiva.

La altura Z_1 , o volumen total por unidad de área, en el estado 1, es:

$$Z_1 = V_{n1} + V_s$$

donde V_s es el volumen de sólidos, que no cambia al variar la presión efectiva.

como $V_{n1} = e_1 V_s$ (e = índice de poros), sustituyendo:

$$Z_1 = e_1 V_s + V_s = V_s (e_1 + 1)$$

de donde se obtiene:

$$V_{n1} = Z_1 \frac{e_1}{e_1 + 1}$$

de la misma forma se obtiene que

$$V_{n2} = e_2 V_s$$

$$V_{n2} = Z_1 \frac{e_2}{e_1 + 1}$$

Sustituyendo:

$$S_u = Z_1 \frac{e_1 - e_2}{e_1 + 1}$$

que relaciona la subsidencia de un suelo con el espesor original de la capa y con el cambio en el índice de poros.

Para calcular la subsidencia de una capa de suelo en primer lugar es necesario conocer el módulo edométrico del suelo, E_m , o su índice de compresión C_c , realizando ensayos edométricos.

Una vez conocido el módulo edométrico o el índice de compresión, la subsidencia se puede calcular según la teoría elástica, que asume que existe una relación lineal entre la deformación unitaria, S_u/Z_1 , y el incremento de presión $\sigma'_2 - \sigma'_1$, siendo el factor de proporcionalidad el módulo edométrico. En este caso la subsidencia se calcula a partir de la fórmula:

$$S_u = (\sigma'_2 - \sigma'_1) \frac{Z_1}{E_m}$$

La subsidencia también se puede calcular a partir de la teoría logarítmica, desarrollada por Terzaghi que observó que al representar el índice de poros y el logaritmo de σ' , se obtenía una curva con dos curvaturas, en las zonas altas y bajas de $\log \sigma'$, pero recta en la zona central y dedujo que la subsidencia se podía calcular como:

$$S_u = Z_1 \frac{C_c}{e_1 + 1} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}$$

$$\text{ó: } S_u = Z_1 C_u \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}$$

$$\text{donde } C_u = \frac{C_c}{e_1 + 1}$$

4.10. PERDIDAS EN EMBALSES

Uno de los principales problemas que se presentan en un embalse son los relacionados con la permeabilidad del terreno (pérdidas de agua del embalse).

Los mayores problemas de filtraciones se suelen presentar en los siguientes tipos de terrenos: rocas solubles, como calizas, dolomías, yesos, etc., rocas volcánicas permeables, y aluviones o terrenos granulares no consolidados (CUSTODIO y LLAMAS, 1976), en el resto de los materiales, aunque existen problemas de filtraciones, son menores y son en función de su grado de alteración y fracturación. En resumen las filtraciones que puede tener un embalse están en función de la permeabilidad de los materiales que forman el vaso.

En cualquier embalse es primordial el estudio de las filtraciones bajo y a través del cuerpo de la presa, con el fin de analizar los problemas de estabilidad de la presa.

Al producirse filtraciones bajo la presa se crean problemas de sifonamiento, aguas abajo de la presa, y de disminución de la resistencia al deslizamiento en el cimiento, debido al incremento de las presiones intersticiales.

4.11. Solubilidad

En la naturaleza existen formaciones rocosas con diferente grado de solubilidad destacando entre ellas las rocas carbonáticas, especialmente las calizas, que son químicamente solubles, y las evaporitas, especialmente los yesos, que son físicamente solubles.

Dichas rocas, como tales, presentan determinado grado de fracturación, por la que puede penetrar el agua de lluvia, infiltrándose y formando acuíferos. El flujo del agua a su través, a favor de las fisuras interconectadas y planos de debilidad, provoca su ampliación por disolución, creando nuevos huecos.

Si se tiene en cuenta que la solubilidad de la caliza es, según los climas, del orden de 100 a 300 mg/l y la del yeso, del orden de 2.000 a 2.400 mg/l, se ve que el volumen de los huecos generados puede ser grande.

Además, la ampliación de fisuras es selectiva, puesto que circula más agua, y disuelve más, en aquellas que están sometidas, desde el principio del proceso, a mayor gradiente hidráulico. Las que al principio se amplían más, favorecen también una mayor circulación del agua que, a su vez, provoca una mayor disolución ya selectiva.

Así se alcanza a generar una red tridimensional de conductos direccionales, que siguiendo la inicial anisotropía del macizo, constituyen el acuífero kárstico.

En algunos casos concretos, cuando se generan vanos importantes no lejos de la superficie, se produce el colapso de la bóveda generando torcas o dolinas de hundimiento, arruinando las construcciones y obras civiles allí cimentadas.

Los colapsos en los arrecifes de la península de Florida y las rupturas de canales de riego en las formaciones yesíferas constituyen ejemplos típicos generados como consecuencia de la disolución selectiva del sustrato.

Este riesgo de colapso, debe ser detectado y corregido antes de la ejecución de la obra civil.

Su detección, en ocasiones, se puede abordar con el apoyo de determinadas técnicas de geofísica, entre las que destacan:

- . Microgravimetría
- . Tomografía sísmica
- . Eléctrica con apoyo de sondeo de reconocimiento
- . Rádar

Los condicionantes de escala (mallas muy cerradas...) y precisión con que hay que aplicarlas en este caso, encarecen notablemente su utilización, por lo que su uso es en la práctica poco frecuente.

5. PROBLEMAS QUE PUEDEN OCASIONAR LAS AGUAS SUBTERRANEAS EN DIFERENTES TIPOS DE OBRAS, Y SOLUCIONES.

5.1. INTRODUCCION

En este apartado se describen, los problemas que pueden ocasionar las aguas subterráneas en los principales tipos de obras, y las soluciones más usuales para resolverlos o disminuirlos.

Las obras se han dividido en: cimentaciones, donde se producen problemas de sifonamiento y necesidades de agotamiento de las excavaciones; movimiento de tierras, la presencia del agua en suelos o rocas, siempre que exista un flujo hacia fuera del talud, tiene un efecto similar a reducir su ángulo de fricción; obras de contención, sobre cualquier estructura de contención, fundamentalmente muros, al existir agua en el trasdós de la estructura, los empujes sobre el muro aumentan; obras hidráulicas, se pueden producir filtraciones y erosiones internas en el cimiento de las presas; obras subterráneas, en las que se producen empujes hidráulicos sobre los revestimientos de los túneles y obras de drenaje, que pueden originar problemas de asentamientos, al realizar extracciones de agua.

5.2. CIMENTACIONES

Gran número de obras requieren excavar bajo el nivel freático para apoyar sus cimentaciones, lo que exige abatir el nivel del agua, bajo el fondo de la excavación, para poder realizar, con seguridad y economía, los trabajos de construcción.

Si la excavación se realiza en un material competente el control del agua puede quedar reducido a conducirla a zanjas o sumideros desde los que se podrá bombear. El problema es fundamentalmente distinto cuando la excavación es necesario realizarla en materiales sueltos, o de baja resistencia, en los que se requerirá diseñar sistemas de drenaje.

Un sistema de drenaje, bien diseñado, facilitará las obras de una cimentación por:

- evitar la fluencia de agua por los taludes o el fondo de la excavación, al rebajar el nivel freático e interceptar el flujo del agua;
- incrementar la estabilidad de los taludes de la excavación;
- prevenir la rotura y levantamiento del fondo de la excavación;
- mejorar la compactación de los suelos del fondo de la excavación;
- aumentar la utilización del material excavado, al no estar saturado;
- disminuir las presiones del terreno sobre las entibaciones.

La decisión de rebajar la capa freática en un determinado caso no debería tomarse sin realizar algunos ensayos de bombeo "in situ". Aunque en teoría el método puede aplicarse a cualquier terreno, en la práctica no es así, y se limita a terrenos arenosos o con algo de limo.

Si el terreno es de gravas, el caudal que será necesario agotar es muy importante por lo que serán necesarios muchos pozos, de gran diámetro y costosos de perforar; en terrenos arcillosos, de baja permeabilidad, el rebajamiento implicaría un caudal muy pequeño y el tiempo necesario para alcanzarlo sería de meses e incluso años.

Los métodos más usuales para rebajar el nivel freático en una excavación son:

5.2.1. Bombeo desde el fondo de la excavación

En rocas o suelos bien cementados en los que se pueden excavar taludes sin caídas y en los que no existen problemas de erosiones, la forma más económica de rebajar el nivel de agua es conduciéndola a zanjas o sumideros desde donde se pueda bombear al exterior. Este método no podrá ser utilizado en arenas, limos, arcillas limosas, o en cualquier situación en la que el agua pueda producir sifonamiento, o levantamiento del fondo, o cualquier situación de inestabilidad tanto en el fondo como en los taludes de la excavación.

5.2.2. Lanzas de Drenaje (Wellpoints)

Una lanza de drenaje es un tubo metálico o de plástico, provisto de rejilla, de un diámetro comprendido entre 50 y 100 mm, que se introduce en el terreno, conectado a una bomba de aspiración. Normalmente están equipados con una punta metálica para facilitar su hinca.

Las lanzas de drenaje requieren un espaciado entre 1 y 4 m, y la profundidad máxima desde la que pueden extraer el agua es de 6 m, debido a que extraen el agua por aspiración. No obstante cuando se quiere drenar mayor profundidad se puede realizar el drenaje por escalones como se muestra en la figura 5.1.

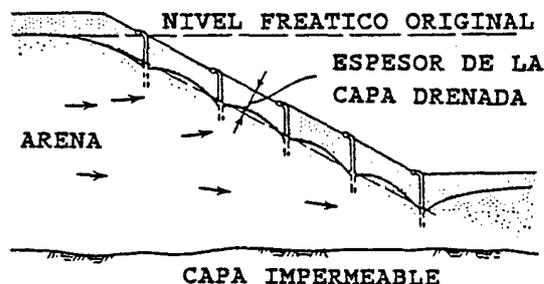


FIGURA 5.1. EXCAVACION ESTABILIZADA CON CINCO ESCALONES DE LANZAS DE DRENAJE SEGUN TERZAGHI Y PECK (CEDERGREN, 1.989)

5.2.3. Drenaje mediante Pozos

El drenaje mediante pozos está aconsejado donde es necesario rebajar el nivel de agua a gran profundidad o en aquellos suelos que contienen intercalaciones de gravas limpias, u otros estratos muy permeables, que aportan caudales importantes.

Los pozos se diseñan de forma similar a los utilizados para captación de agua con la variante de que en estos casos la variable a fijar no es el caudal a obtener sino el abatimiento del nivel de agua. En general serán necesarios varios pozos de forma que sus superficies de abatimiento se corten y no aflore agua en el fondo de la excavación

Si la excavación se realiza con taludes los pozos se colocan alrededor de la excavación, y a veces es necesario instalar otros pozos o lanzas de drenaje en el pie de los taludes para cortar el flujo que pueda pasar entre dos pozos. En la figura 5.2. se muestra un modelo de agotamiento de una excavación mediante pozo y lanza de drenaje.

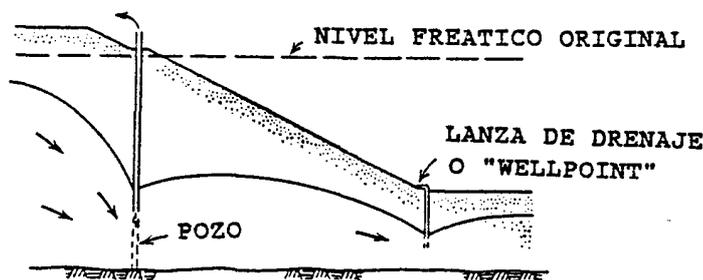


FIGURA 5.2. EXCAVACION ESTABILIZADA CON POZO Y LANZA DE DRENAJE SEGUN TERZAGHI Y PECK (CEDERGREN, 1.989)

Cuando la excavación no se pueda realizar con taludes y es necesario construir pantallas, el agotamiento de la excavación interior al recinto también se puede realizar mediante pozos; en este caso los pozos se tienen que instalar dentro del recinto e ir cortándolos a medida que baja la excavación.

Cuando se agota una excavación mediante pozos y existen estructuras cercanas, es necesario tener en cuenta y calcular los asentamientos que produce el rebajamiento del nivel freático en esas estructuras.

5.2.4. Drenaje por vacío

En suelos con cierta cantidad de finos*, con más de 5%, los métodos de drenaje gravitacionales son muy lentos y los conos de depresión tardan en formarse un tiempo que, en general, son incompatibles con las necesidades de la obra, esto se debe, fundamentalmente, a que la succión capilar evita que se libere el agua.

En estos casos se puede recurrir al método de drenaje por vacío, que representa una mejora, aunque no fundamental, respecto a los métodos de drenaje gravitacionales.

Este método se utiliza tanto con pozos como con lanzas de drenaje y consiste en sellar el pozo en superficie, con arcilla compactada y bentonita, y realizar el vacío dentro del pozo o lanza de drenaje, de esta forma la presión atmosférica impulsa al agua hacia los filtros del elemento de drenaje.

Esta forma de drenaje, más que un método en sí, es una mejora de los métodos anteriores.

5.2.5. Electroosmosis

En terrenos poco permeables, incluso con el método de vacío no se llega a extraer el agua del terreno con velocidad suficiente por lo que se puede recurrir a la electroosmosis, aunque es necesario destacar que este método, debido a su complicación y coste, aun siendo antiguo, no ha llegado a difundirse.

El método consiste en lo siguiente: al aplicar un potencial eléctrico a una suspensión de arcillas, debido a su carga eléctrica, las partículas acuden al ánodo, si en lugar de una suspensión se trata de una pasta de arcilla, las partículas no pueden moverse, y el agua se mueve hacia el cátodo. Cuando este proceso se realiza en un gel o en un suelo se denomina electroósmosis.

5.3. DESMONTES

5.3.1. Introducción

El agua es la causa más común que contribuye a la rotura de un desmonte. El agua reduce el factor de seguridad de un talud por (CEDERGREN, 1.989):

- reducir o eliminar la cohesión,
- producir presiones intersticiales las cuales reducen las presiones efectivas y por tanto la resistencia al corte del material,
- producir empujes hidrostáticos,
- lubricar los planos de rotura al comenzar el movimiento,
- aportar el exceso de fluido que queda atrapado en los poros del suelo, y que durante los movimientos sísmicos da lugar

* tanto por ciento que pasa por el tamiz 200 de la serie ASTM.

diámetro, 6-15 cm, horizontal o ligeramente ascendente ($5-10^\circ$) que se perfora en la cara del talud, y en la que se introduce una tubería perforada de aproximadamente unos 5 cm de diámetro.

Sus principales ventajas son:

- su instalación es rápida y sencilla,
- el drenaje se realiza por gravedad,
- requieren poco mantenimiento,
- el sistema es flexible, pudiéndose ampliar o reducir el número de drenes en función de su eficacia.

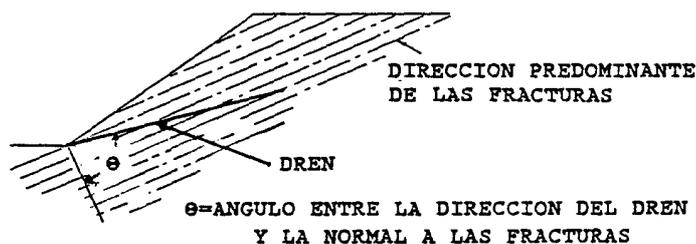
Los principales inconvenientes que tiene este sistema son:

- su área de influencia es reducida y menor que en otros sistemas,
- solo se pueden perforar con el talud excavado.
- riesgo de colmatación

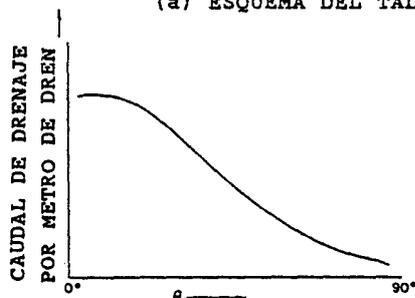
Los drenes horizontales se suelen espaciar entre 3 y 15 m y sus longitudes oscilan entre 15 y 90 m.

En taludes con el nivel freático a unos 30-60 m sobre su pie y en el que las condiciones de permeabilidad son homogéneas, se obtienen buenos resultados con drenes perforados desde el pie hasta una profundidad igual a la altura del talud, con un máximo de 90-100 m. Para alturas mayores del nivel freático es aconsejable instalar los drenes en distintos niveles.

En macizos rocosos fracturados la efectividad de los drenes depende del número de discontinuidades que corta el dren según se muestra en la figura 5.3.



(a) ESQUEMA DEL TALUD



(b) CAUDAL DE DRENAJE EN FUNCION DEL ANGULO θ

FIGURA 5.3. EFICACIA DE UN DREN EN UN MACIZO ROCOSO FRACTURADO (CANMET, 1977)

5.3.4. Pozos

El sistema de drenaje de taludes mediante pozos consiste en construir una serie de pozos de forma que se deprima, mediante el bombeo, el nivel freático. Para diseñar este sistema es necesario conocer la red de flujo con el fin de poder dimensionar los pozos y poderlos situar en el terreno.

Este sistema de drenaje tiene como ventaja, y prácticamente es la única razón para su utilización, el poder drenar el terreno antes de comenzar la obra, con lo cual se puede mejorar la estabilidad del talud durante la construcción y, además, al no aflorar agua en la excavación esta se realizará de forma más económica y segura.

Como inconvenientes este sistema tiene su coste, es elevado el precio de perforación y el equipamiento de los pozos, y su mantenimiento, para extraer el agua por bombeo es necesario tener energía en obra y requiere un mantenimiento continuo de todos los equipos, ya que si estos se paran deja de funcionar el drenaje.

En obras civiles se tiende a que los sistemas de drenaje funcionen por gravedad, en estos casos, el mantenimiento del sistema de drenaje es prácticamente nulo. Por esta razón cuando se quiere drenar el talud antes de comenzar la excavación será necesario utilizar pozos pero una vez terminada la excavación y para eliminar el mantenimiento del sistema de drenaje es aconsejable, conectar la base de los pozos con drenes horizontales. En la figura 5.4. se muestra un pozo conectado con un dren horizontal.

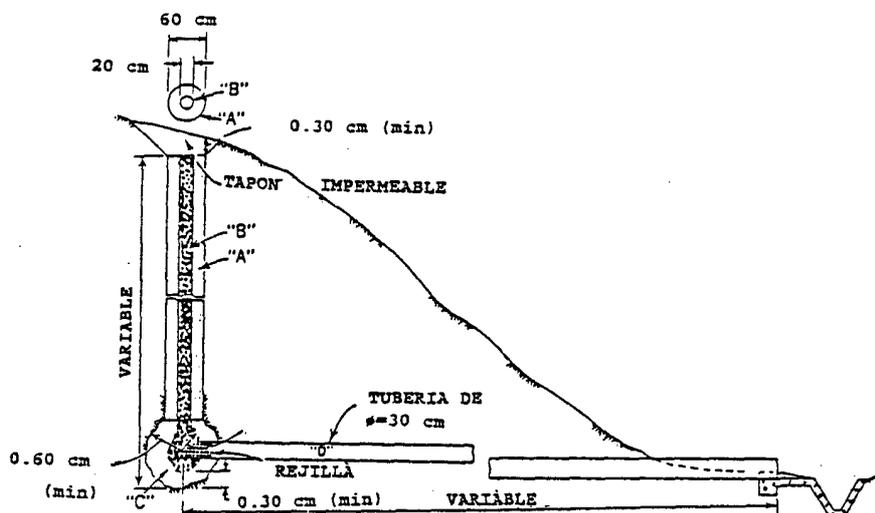


FIGURA 5.4. DETALLE DE POZO CONECTADO CON UN DREN HORIZONTAL SEGUN PALMER, THOMPSON Y YEOMANS (CERDERGREN, 1.989)

Este procedimiento tiene como inconveniente el de acertar, con la perforación horizontal, la base del pozo. Una vez conectado el pozo con el dren horizontal se retiran los equipos de bombeo, y se rellena el pozo de grava limpia, sellándose su parte superior con un tapón impermeable. Con el fin de que sea más fácil conectar los pozos con los drenes horizontales, el final de los pozos se suele ensanchar lo más posible.

5.3.5. Drenes verticales

Los drenes verticales más usuales en obras civiles son los pilotes, o grupos de pilotes, rellenos de material permeable o las pantallas continuas rellenas también de material drenante. Estos drenes se conectan con drenes horizontales para dar salida a las aguas. En el caso de las pantallas también se le puede dar salida lateral al llegar el desmante a una zona baja.

Este sistema de drenaje tiene como inconveniente que el material, con el que se rellena el dren, no está protegido contra el arrastre de finos por lo que se pueden producir colmataciones del material y reducir sensiblemente e incluso anular su capacidad drenante.

5.3.6. Galerías

El drenaje mediante galerías o túneles es uno de los métodos más antiguos, aunque su utilización en obras civiles está restringido a casos muy específicos debidos a su alto coste que, en general, solo está compensado para desmontes de mucha altura, y en muchos de estos casos se suele optar por la solución túnel para la propia obra.

Si la galería intercepta las juntas o estratos que contienen el agua su efectividad es muy alta. En general cuando se construye una galería de drenaje desde ella se suelen dar abanicos de perforaciones, que actúan de drenes, con lo que se aumenta su efectividad de forma considerable.

Un caso en el que se suelen utilizar, según la bibliografía internacional, las galerías drenantes es para estabilizar grandes deslizamientos de laderas, en las que se conoce el plano de rotura, y donde tanto la perforación de pozos como de drenes horizontales suele ser muy costosa debido a sus grandes longitudes.

En la figura 5.5 se muestra un croquis de como drenar una superficie de deslizamiento desde una galería.

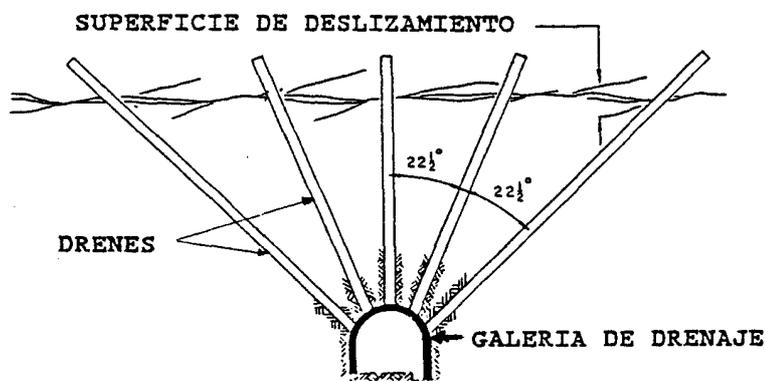


FIGURA 5.5. CROQUIS DE DRENAJE DE UNA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO DESDE UNA GALERÍA (CANMET, 1.977)

Las galerías se construyen, en la mayoría de los casos paralelas al talud, aunque a veces suelen construirse galerías perpendiculares a un talud para drenar algunas zonas concretas.

5.3.7. Drenes contrafuertes

Cuando los posibles movimientos, producidos por el agua, están situados a poca profundidad se pueden utilizar los denominados "drenes contrafuertes". Consisten en zanjas verticales, excavadas en la cara del talud, situadas a intervalos regulares, rellenas de piedra a modo de mampostería en seco. Estos drenes tienen una acción doble, drenan la superficie del talud y además actúan como contrafuerte transmitiendo las tensiones hacia la base del talud.

5.4. RELLENOS

5.4.1. Introducción

Con frecuencia los fenómenos de inestabilidad en los rellenos van asociados a la presencia de agua y la construcción de un sistema de drenaje eficaz suele ser la solución para el problema.

Antes de comenzar la construcción de un relleno se deberá estudiar, con detalle, la circulación del agua en la zona y de que forma se verá afectada por la construcción. En cualquier caso será necesario realizar un drenaje superficial adecuado, eliminando, de forma eficaz, el agua de escorrentía, sellando las grietas y captando los manantiales que puedan existir en la zona.

5.4.2. Drenaje superficial

Para evitar que el agua de escorrentía penetre en el cuerpo de un relleno se debe disponer un drenaje superficial adecuado. Es usual construir un dren longitudinal en el borde superior del contacto relleno-terreno natural, tal como se indica en la figura 5.6.

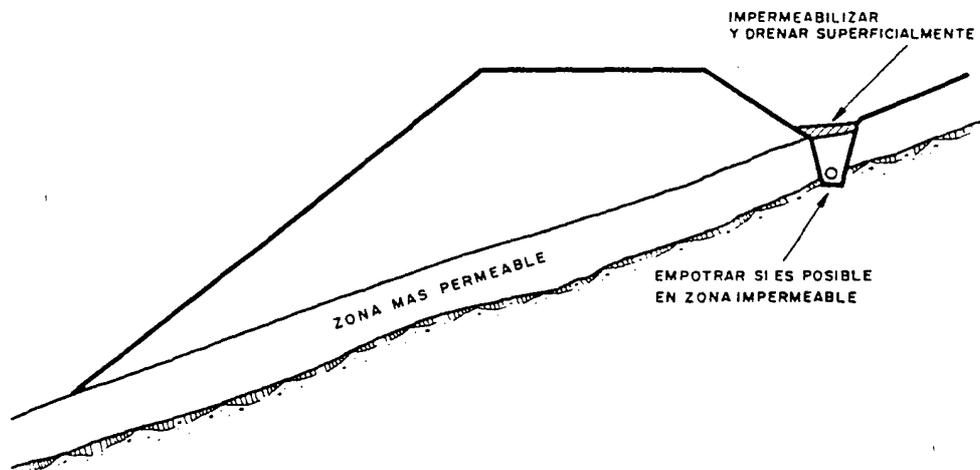


FIGURA 5.6. DREN LONGITUDINAL PARA INTERCEPTAR LAS AGUAS DE ESCORRENTIA (MOPT, 1.989)

La zona de cimientto del relleno deberá estar bien drenada de forma que evite que se forme un nivel freático en el cuerpo del relleno para lo que se deberá disponer un dren que recoja las aguas que puedan aflorar por la ladera y las que se infiltren por el propio relleno. Cuando se realiza un escalonado para mejorar el apoyo, las banquetas deben interceptar la zona de suelos o roca meteorizada, que es una vía preferente de circulación de agua, por lo que se deben disponer drenes del tipo del que se presenta en la figura 5.7 en función de la fluencia de agua que se tenga en cada caso particular.

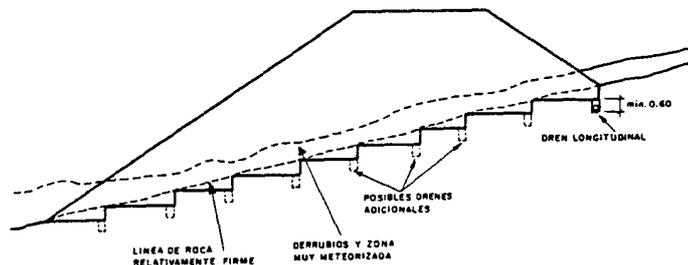


FIGURA 5.7. ABANCALAMIENTO Y DRENAJE DEL CIMIENTTO DE UN RELLENO (MOPT, 1.989)

A veces puede ser recomendable cubrir todo el contacto, escalonado o no, con un manto continuo permeable. El espesor de la capa drenante no deberá ser inferior a 0,30 m y deberá estar protegida contra los arrastres y la penetración de los materiales circundantes.

Cuando se conoce la zona exacta de salida de agua se pueden construir zonas drenantes en forma de mantos o espina de pez según se muestra en la figura 5.8.

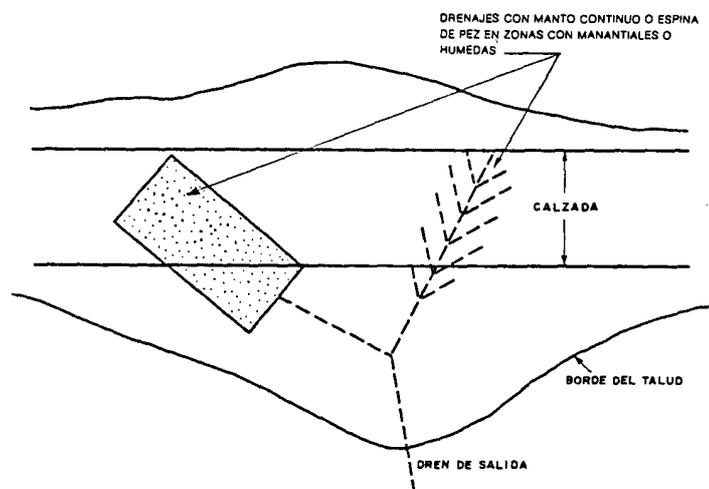


FIGURA 5.8. DISPOSICION EN PLANTA DE DRENAJES EN EL CONTACTO ENTRE UN TERRAPLEN Y EL TERRENO NATURAL (MOPT, 1.989)

5.4.3. Zanjas drenantes

Una solución que suele ser muy eficaz, y se ha utilizado en muchas ocasiones, es la de excavar zanjas, longitudinales y/o transversales, al relleno, generalmente hasta la roca o suelos firmes, que se rellenan con material permeable debidamente protegidos contra los arrastres. En la figura 5.9 se muestra una zanja longitudinal de drenaje, cuando estas zanjas ocupan toda la base del terraplén suelen ser muy costosas y difíciles de ejecutar, ya que requieren una excavación muy importante y es necesario evitar que se mueva la ladera.

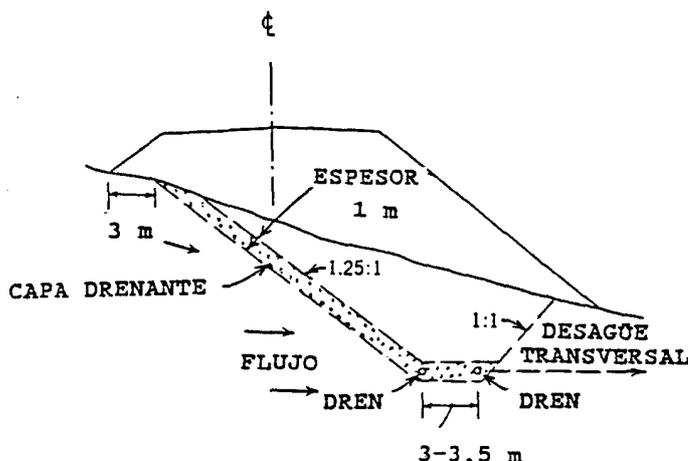


FIGURA 5.9. ZANJA LONGITUDINAL DE DRENAJE (CEDERGREN, 1.989)

5.4.4. Drenes horizontales o californianos

Como ya se ha descrito en el apartado anterior los drenes horizontales son tubería perforadas de unos 5 cm de diámetro inclinadas entre 5 y 10 grados que dan salida al agua por gravedad.

Con este método de drenaje se pueden rebajar los niveles de agua en el cimiento y en el cuerpo del relleno, como se muestra en la figura 5.10, no obstante hay que resaltar que cuando se quiere drenar el cuerpo del relleno aunque, en principio, parecería mejor llegar con los drenes hasta la ladera no es conveniente, ya que se pueden romper los drenes, al existir asientos en el relleno, con lo cual se estaría introduciendo el agua de la ladera en el relleno.

5.4.5. Drenes verticales

Los drenes verticales son pozos rellenos con un material permeable, con la protección adecuada contra los arrastres y a los que se le da salida mediante drenes horizontales. En la figura 5.11 se muestra un croquis con este tipo de solución.

A veces los pozos se pueden sustituir por pantallas rellenas de grava, en donde al agua se les da salida mediante drenes o galerías o bien lateralmente al llegar a zonas bajas.

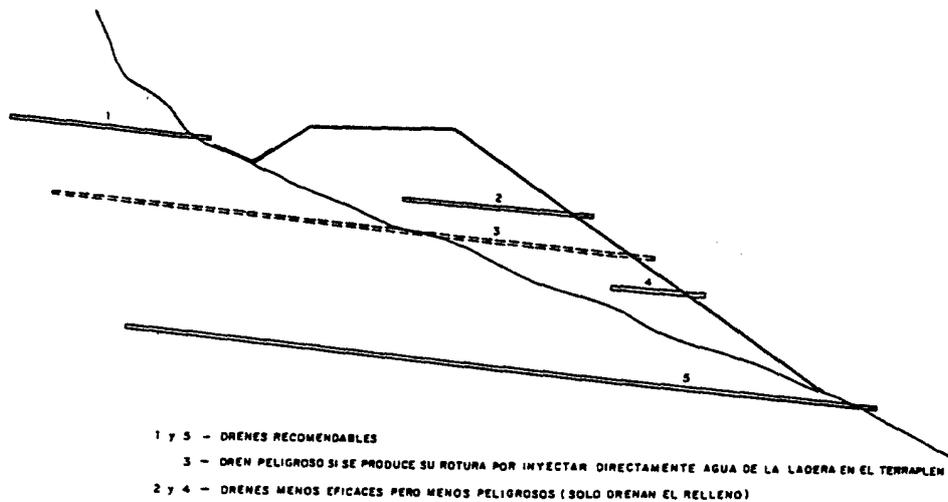


FIGURA 5.10. DRENES HORIZONTALES O CALIFORNIANOS (MOPT, 1.989)

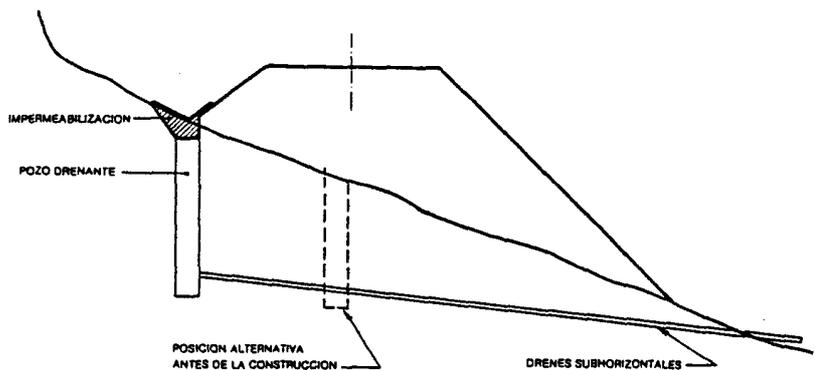


FIGURA 5.11. DREN VERTICAL CONECTADO CON UN DREN HORIZONTAL. (MOPT, 1.989)

5.5. OBRAS DE CONTENCION

Si se permite que se acumule agua en el trasdós de un muro los empujes sobre el muro se incrementan, por lo que es necesario construir un sistema de drenaje adecuado.

En estructuras importantes el empuje hidrostático y las filtraciones deben calcularse a partir de la red de corriente. Cuando la estructura es pequeña el empuje hidrostático se puede estimar igual a la columna de agua que existe sobre el punto a analizar.

Los métodos más comunes para drenar muros son los siguientes:

5.5.1. Mechinales

El sistema de drenaje más sencillo lo constituyen los mechinales, que consisten en caños de unos 10 cm de diámetro empotrados en el muro. La distancia entre mechinales depende si se coloca o no un dren continuo en el trasdós del muro. Si no se coloca un dren continuo y tan solo se instala piedra partida o grava en la boca interior del mechinal, la distancia entre estos debe ser del orden 1,50 m. Si se coloca un dren continuo de grava, con un espesor mínimo de 20-30 cm, la distancia entre mechinales puede aumentarse hasta unos 3,0 m.

En la figura 5.12. se muestra un croquis de un muro con mechinales.

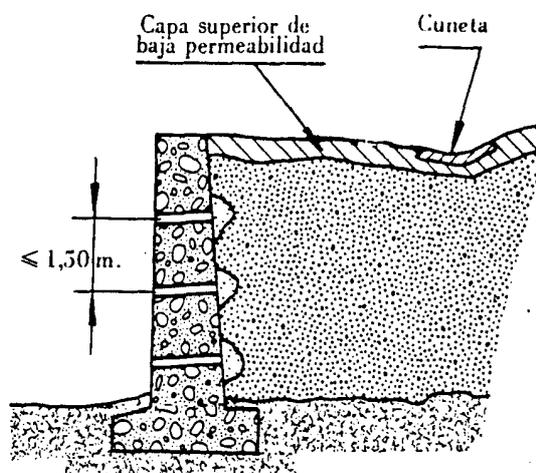


FIGURA 5.12. CROQUIS DE MURO CON MECHINALES (JIMENEZ SALAS 1.976)

5.5.2. Dren interno longitudinal

Este tipo de dren se muestra en la figura 5.13. y consiste en sustituir las filas de mechinales por un dren longitudinal paralelo al paramento, con pendiente del 1 al 2%, de longitud igual a la del muro que desagüe en un punto bajo. El dren puede ser de hormigón sin finos, tubo metálico, de PVC perforado, etc. El tubo se colocará sobre una cama de arena y se rodeará todo él por unos 10 cm de arena como mínimo.

Este sistema de drenaje puede ser inadecuado cuando se construye en zonas de fuertes heladas y donde el nivel freático suba hasta el relleno del trasdós, ya que la congelación del agua de los poros, en contacto con el trasdós, atrae más agua hacia la zona congelada y la formación de cristales de hielo produce un fuerte desplazamiento del muro hacia fuera. En la figura 5.14 se muestra como el dren interno longitudinal rebaja el nivel freático pero no soluciona el problema de formación de hielo y sus empujes.

Para solucionar el problema del hielo es necesario aislar el relleno del trasdós del nivel freático. Esto se puede conseguir con drenaje similar al que se muestra en la figura 5.15, en donde el nivel freático se ha aislado, mediante un dren inclinado, del trasdos del muro.

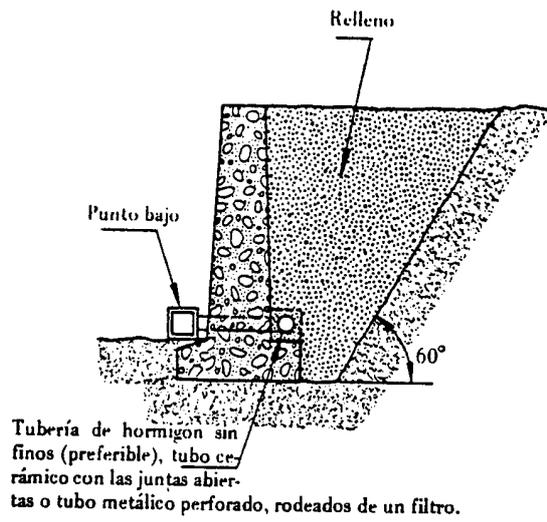


FIGURA 5.13. CROQUIS DE MURO DE GRAVEDAD CON DREN INTERNO LONGITUDINAL (JIMENEZ SALAS, 1.976)

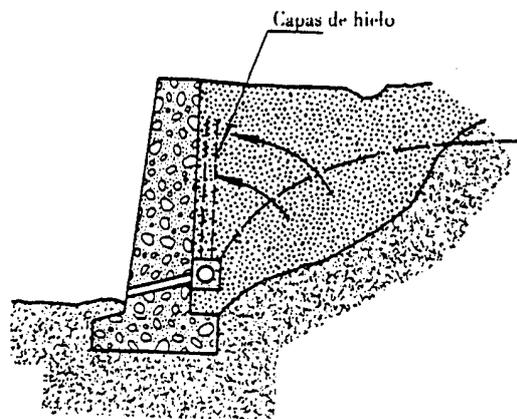


FIGURA 5.14. DISPOSICION INADECUADA DEL DRENAJE EN CASO DE POSIBLE HELADA (JIMENEZ SALAS, 1976)

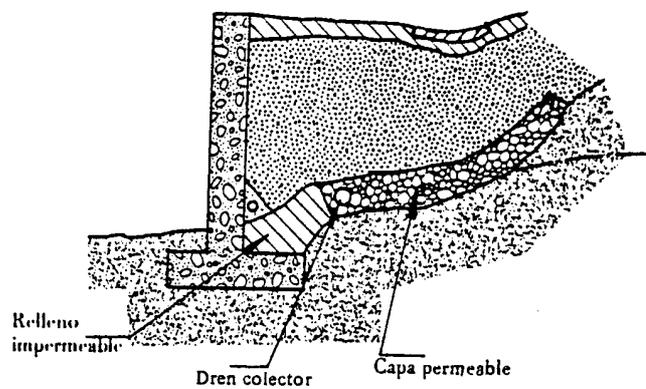


FIGURA 5.15. DISPOSICION ADECUADA DEL DRENAJE EN EL CASO DE POSIBLES HELADAS FUERTES (JIMENEZ SALAS, 1.976)

5.5.3. Capas de drenaje

Otro método usual de drenaje es colocar un dren vertical en el trasdós del muro. Este tipo de dren, como se muestra en la figura 4.4., aunque efectivo para rebajar el nivel freático, no elimina las presiones sobre el muro. Si en vez de construir un dren vertical se instala un dren inclinado las líneas de corriente se hacen verticales, figura 4.4. (b), y no existe presión sobre el muro.

5.6. OBRAS HIDRAULICAS

5.6.1. Introducción

Los problemas que originan las aguas subterráneas en las presas de tierras y en sus cimentaciones, como en cualquier obra de ingeniería, están condicionados por la permeabilidad del terreno sobre la que está construido, por lo que la investigación geotécnica-hidrogeológica debe estar orientada a conocer, con el mayor detalle posible, las permeabilidades de los terrenos sobre las que se va a construir la obra. Una vez conocida las permeabilidades de los materiales se podrán dibujar las redes de corrientes, calcular los caudales de filtración y las presiones hidrostáticas que se producen en cada zona, con lo cual se conocerán los problemas y se podrán diseñar las soluciones.

CEDERGREN cita que para proteger una obra contra las filtraciones se puede actuar de dos maneras:

- aquellas soluciones que intentan reducir el caudal de la filtración y,
- aquellas otras que utilizan drenes para controlar la entrada del agua.

Los métodos más usuales para reducir los caudales de filtración son las zanjas impermeables, las cortinas de inyección, las pantallas y los tapices de materiales impermeables. Los métodos que se utilizan para controlar la entrada de agua se pueden resumir en: distintos tipos de drenes y pozos de alivio.

5.6.2. Zanjas impermeables

En presas construidas sobre aluviales de no mucho espesor, en los que es posible su excavación hasta una capa impermeable, es usual construir zanjas bajo la presa, que lleguen hasta la capa impermeable, rellenándolas del mismo material que el núcleo.

Las zanjas tienen como ventaja que, a la vez que constituyen un elemento impermeabilizante, son de gran ayuda para el reconocimiento del cimiento ya que dejan ver el apoyo, en toda su longitud, pudiéndose adoptar las soluciones que se requieran a la vista del cimiento. También se sustituyen los suelos naturales, que en ocasiones tienen estratos blandos, por un material bien compactado, que mejora el cimiento de la presa.

Como inconveniente cabe señalar que se requieren grandes excavaciones, en las que es normal que mane bastante agua.

En la figura 5.16. se muestra un croquis de una presa con dos tipos de zanjas, una que alcanza el estrato impermeable y otra no, y un gráfico con la relación entre la profundidad de la zanja y el caudal de filtración bajo ella. En el gráfico se puede observar que una zanja que se profundice del orden del 90% del espesor del estrato permeable reduce el caudal de filtración en tan solo un 61%.

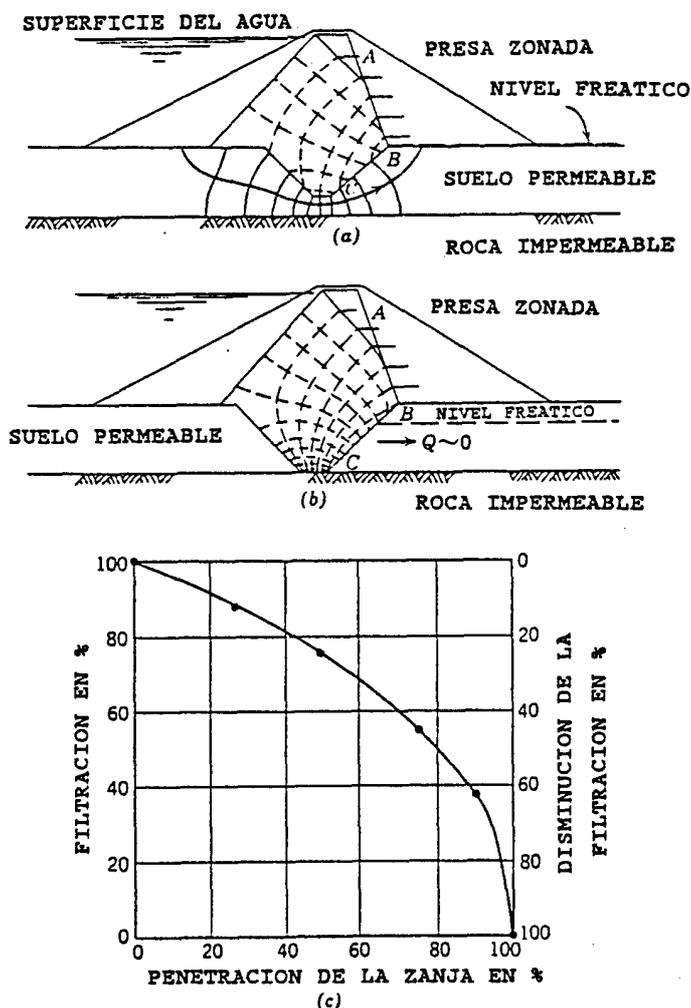


FIGURA 5.16. (a) SECCION TRANSVERSAL Y LINEAS DE CORRIENTE DE UNA ZANJA PARCIALMENTE PENETRANTE. (b) ZANJA COMPLETA (flujo insignificante a través de la presa). (c) RELACION ENTRE LA PROFUNDIDAD DE LA ZANJA Y EL CAUDAL DE FILTRACION (CEDERGREN, 1.989)

5.6.3. Cortinas de inyección

Es práctica habitual en presas, que se cimentan sobre rocas fracturadas realizar inyecciones de cemento o químicas para disminuir la permeabilidad bajo la presa.

Para que las cortinas de inyección sean efectivas deben abarcar toda la zona fracturada, realizar una buena inyección de forma que su efectividad sea lo más alta posible, para lo cual será necesario definir el ancho de la zona a inyectar, y escoger el tipo de inyección que mejor se adopte a las fracturas y a sus rellenos.

En la figura 5.17. se muestra una presa bajo la que se ha realizado una inyección, de 9 m de anchura, que alcanza un estrato impermeable. En esta misma figura se muestran los caudales que pasarían suponiendo diferentes grados de efectividad en la inyección. El cálculo de los caudales se ha realizado a partir de las modificaciones que la inyección introduce en la red de corrientes al disminuir la permeabilidad de la zona inyectada.

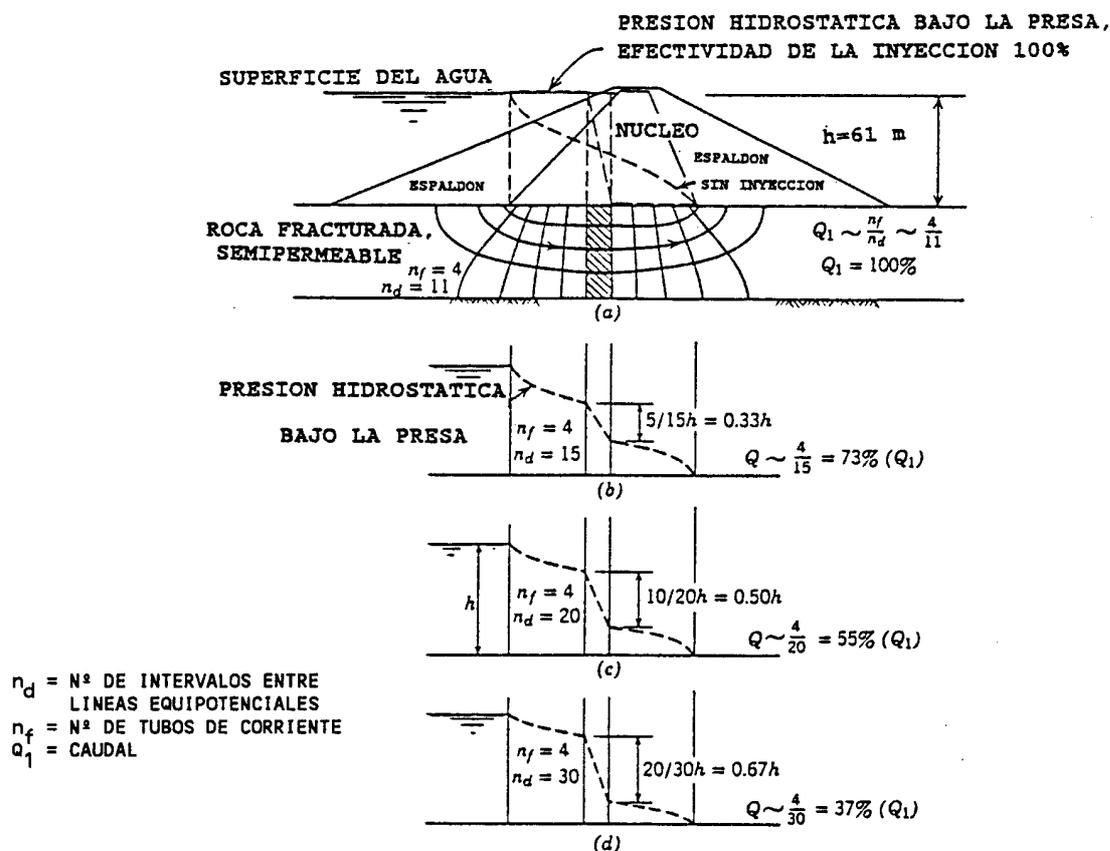


FIGURA 5.17. ESTUDIO MEDIANTE LINEAS DE CORRIENTE DE LA EFECTIVIDAD DE UNA CORTINA DE INYECCIÓN BAJO EL NUCLEO DE UNA PRESA. (a) SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PRESA Y LINEAS DE CORRIENTE. (b) EFECTIVIDAD DE LA INYECCIÓN 80% ($k_i = 0.2 k$). (c) EFECTIVIDAD DE LA INYECCIÓN 90% ($k_i = 0.1 k$). (d) EFECTIVIDAD DE LA INYECCIÓN 95% ($k_i = 0,05 k$). k_i = permeabilidad de la zona inyectada, k = permeabilidad de la roca fracturada sin inyección. (CEDERGREN, 1.989)

5.6.4. Pantallas impermeables

Cuando una presa se construye sobre materiales más permeables que los que constituyen su núcleo, y además no se pueden reemplazar por materiales impermeables, ya que su espesor es considerable, se suelen construir pantallas impermeables bajo el núcleo de la presa con el fin de reducir los caudales de filtración bajo ella.

Los materiales más empleados para construir las pantallas son: (JIMENEZ SALAS, 1.980)

- hormigón hidráulico,
- hormigón asfáltico,
- emulsión asfáltica,
- hormigones o mezclas plásticas (suelo-cemento, suelo-bentonita, suelo-cemento-bentonita),
- diafragmas delgados de mezclas plásticas inyectadas,
- pilotes tangentes de hormigón rígido o plástico,
- tablestacas.

El éxito de cualquier pantalla está en obtener un alto grado de perfección en su construcción, una buena conexión con la formación impermeable de la base y una estanqueidad permanente de la unión con el terreno permeable. Pequeñas aperturas en la pantalla o malas uniones en la base o en la cabeza de la pantalla pueden dejar pasar cantidades de agua importantes.

5.6.5. Tapices impermeables

Cuando existen filtraciones en balsas o en zonas del vaso de un embalse, se pueden eliminar cubriendo la zona con una capa de suelos impermeables, arcillas, bien compactadas con un espesor comprendido entre 1,5 y 3,0 m (aunque espesores entre 0,6 y 0,9 m de arcilla reducen las pérdidas de forma considerable).

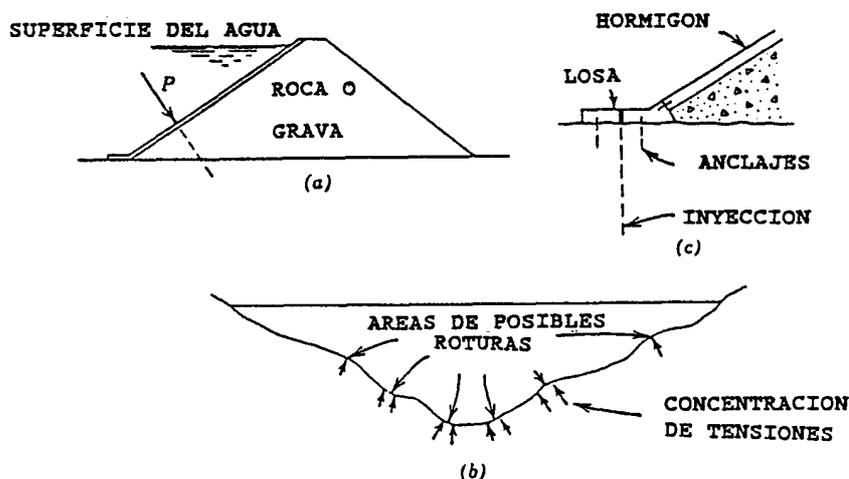


FIGURA 5.18. PRESA CON MEMBRANA IMPERMEABLE. (a) SECCION (b) PERFIL (c) DETALLE DEL PIE. (CEDERGREN, 1.989)

Cuando no existen arcillas impermeables, en cantidad suficiente, en las proximidades de la obra suelen emplearse hormigones asfálticos, láminas de plástico o goma.

Con este tipo de impermeabilizaciones es necesario tener un cuidado especial en las uniones para evitar fugas y tomar las precauciones necesarias cuando se instalan sobre discontinuidades, por el peligro de sifonamientos, o cuando se instalan sobre rocas, posibilidad de rotura por punzamiento.

Cuando se utilizan membranas impermeables es necesario cuidar los asientos diferenciales que provocan las presiones hidrostáticas. En la figura 5.18 se muestra un ejemplo de estos problemas.

5.6.6. Drenes y filtros

Los drenes y filtros tienen como misión captar y controlar las aguas con el fin de proteger las estructuras de las presiones hidrostáticas.

En el diseño de un dren se tienen que perseguir dos ideas fundamentales (CEDERGREN, 1989):

- el dren y el filtro deben ser suficientemente seguros ante la erosión y la colmatación de finos
- deben tener la suficiente capacidad de descarga para evacuar rápidamente el agua sin crear presiones hidrostáticas.

Para cumplir la primera de ellas, y dependiendo de la granulometría del suelo en que se ha de ubicar (Grupos 1 a 4 que se citan a continuación), el dren debe cumplir las siguientes condiciones (SHERARD y DUNNINGAN, 1.985):

- Grupo 1: Limos y Arcillas (contenidos de finos* mayor del 85%).
 - D_{15} (filtro) $\leq 9 d_{85}$ (suelo)
- Grupo 2: Limos arenosos, Arcillas arenosas y Arenas arcillosas o limosas (contenido de finos, eliminada la grava, entre el 40 y el 85%).
 - D_{15} (filtro) $\leq 0,7$ milímetros
- Grupo 3: Arenas y Gravas arenosas (contenido de finos, eliminada la grava, menor del 15%).
 - D_{15} (filtro) $\leq 4 d_{85}$ (suelo)
- Grupo 4: Suelos arenosos intermedios entre los grupos 2 y 3 (contenido de finos, eliminada la grava, entre el 15 y el 40%).
 - D_{15} (filtro) proporcional entre los grupos 2 y 3 de acuerdo con el contenido de finos.

D_{15} = Tamaño en milímetros del 15 por ciento, que pasa, en la curva granulométrica del filtro.

d_{85} = Tamaño en milímetros del 85 por ciento, que pasa, en la curva granulométrica del suelo.

* contenido de finos = tanto por ciento, en peso, que pasa por el tamiz 200 de la serie ASTM.

Al utilizar estos criterios hay que tener en cuenta que:

- los criterios para los grupos 1 y 2 no dependen de la forma de la curva granulométrica de los suelos, pero los filtros para estos suelos deben tener más del 40% de arena (más pequeño que el tamiz número 4 de la serie ASTM) y el tamaño grava no debe exceder de 5 cm, para evitar la segregación,
- en los grupos 3 y 4 ha de comprobarse que el suelo a proteger tiene una granulometría razonablemente bien graduada. Si no fuera así, y el suelo tuviera dos bandas de tamaños claramente separadas, los criterios deben aplicarse respecto a la granulometría de la banda fina del suelo a proteger.

Para diseñar el dren con la capacidad de descarga suficiente, se puede utilizar la ley de Darcy, las líneas de corriente o una combinación de ambas.

Dependiendo de los materiales que existen en las cercanías de la obra y de las preferencias personales del proyectista varían los espesores y disposición de los drenes en cada tipo de obra.

Es necesario resaltar que siempre que se proyecte un dren será necesario comprobar si cumple las condiciones filtros respecto al suelo a proteger, y si no las cumple será necesario instalar un filtro entre ambos. Cuando el gradiente es muy bajo y el caudal de agua también, se pueden rebajar los criterios de filtro, no obstante es peligroso instalar drenes que no cumplan las condiciones filtros, ya que si el dren se colmata, es una zona en donde el agua entra fácilmente y se crean altas presiones hidrostáticas.

5.6.7. Pozos de alivio

Cuando el estrato de suelos permeable o roca fracturada, sobre el que se cimienta la presa, tiene un espesor tal que no es posible cortarlo con zanjas o drenajes superficiales se pueden construir, en el pie de aguas abajo de la presa, baterías de pozos con el fin de disminuir las presiones hidrostáticas.

La solución pozo tiene como ventaja que se pueden alcanzar profundidades importantes y que es un sistema flexible, ya que permite aumentar o dejar fuera de servicio los pozos que se crean conveniente. Sin embargo necesitan de un mantenimiento con un coste económico alto, al ser un sistema que debe funcionar durante toda la vida de la obra.

Los pozos se deben construir con un espaciado pequeño de forma que sus conos de abatimiento se solapen, para crear una auténtica barrera, y en el diseño de los filtros se debe tener en cuenta que su eficacia debe prolongarse durante largos periodos de tiempo, para lo que se deberá tener en cuenta las incrustaciones, depósitos de óxidos de hierro, bacterias, etc.

5.7. OBRAS SUBTERRANEAS

5.7.1. Introducción

En la mayoría de los túneles el agua está presente y es, probablemente, el factor que da más dificultades en la construcción de un túnel.

Los efectos que causa el agua en una obra subterránea se pueden agrupar en tres categorías:

- disminución de la resistencia del terreno
- aumento de las cargas sobre el revestimiento y
- filtraciones al interior del túnel.

Las soluciones de estos problemas están en relación con el tipo de material en el que se excava el túnel. En rocas competentes las soluciones son las mismas que se utilizan para drenar un macizo rocoso de similares características: pozos para rebajar el nivel piezométrico, drenes, galerías, etc. En rocas blandas o suelos, el problema del agua suele ser más grave y es necesario recurrir a procedimientos especiales cuando no es posible rebajar el nivel freático bajo el nivel del túnel, bien por problemas de recargas, cuando se quiere excavar un túnel en un material permeable bajo un curso de agua, o por estar en una zona urbana en la que el rebajamiento del nivel freático ocasionaría subsidencias del terreno intolerables para las estructuras próximas. En estos casos es necesario recurrir a procedimientos especiales que refuercen el terreno y eviten la irrupción del agua en la obra.

5.7.2. Túneles en rocas competentes

Los métodos para reducir la fluencia de agua a un túnel, en un macizo rocoso competente, son las mismas que se han comentado al describir los desmontes, aunque las más usuales en obras subterráneas son las galerías de reconocimiento, que tienen como ventaja adicional, además de ser un sistema muy eficaz de drenaje, la de realizar un reconocimiento pormerizado de todo el macizo rocoso.

Es importante cuando se esperen fluencias de agua durante la construcción, si los condicionantes de proyecto lo permiten, llevar la excavación del túnel en sentido ascendente ya que de esta forma el agua de las filtraciones se podrá evacuar por gravedad a lo largo del túnel, y en caso contrario será necesario diseñar cámaras para recoger el agua y un sistema de bombeo que, en general, es costoso.

5.7.3. Túneles en rocas blandas y suelos.

Cuando se excava un túnel en rocas blandas o suelos y se está bajo el nivel freático, es necesario estudiar la posibilidad de rebajar el nivel del agua, mediante pozos, galerías, well point, etc, bien bajo el nivel del túnel, con lo que el problema

quedaría resuelto, o bien disminuyendo su altura con lo que se reducirían las presiones hidrostáticas sobre los revestimientos y las filtraciones. No obstante este tipo de soluciones no siempre es posible pues la reducción de un nivel freático da lugar a un asentamiento del terreno y cuando el túnel es urbano la subsidencia provocaría daños no admisibles en las estructuras superficiales; también ocurre que cuando el túnel atraviesa un depósito natural de agua, un lago, un río caudaloso o el mar, la recarga del acuífero puede considerarse infinita y, si el material es suficientemente permeable, no es posible rebajar el nivel freático.

Los métodos que suelen emplearse para reducir las presiones hidrostáticas y la entrada de agua a un túnel, en aquellos casos en los que no se puede rebajar el nivel freático de la zona, son: realizar la excavación del túnel en cámaras a presión, inyecciones y congelación.

5.7.4. Cámaras a presión

La utilización de una cámara de presión de aire en un túnel consiste en crear, en el frente del túnel, una presión de aire que aumente la capacidad de retención de agua en los poros del material.

El trabajar con un sistema de cámara de aire es peligroso y requiere una serie de medidas de seguridad adicionales, que aumentan al incrementarse las presiones de aire en el frente.

Este sistema se suele utilizar en combinación con la excavación con escudos.

Cuando se excavan arenas o gravas, con este sistema, es necesario controlar la zona donde se produce la retención del agua y mantener un equilibrio, estricto, entre la presión hidrostática y la presión de aire con el fin de no provocar una migración del aire, hacia la superficie, creándose una especie de "chimenea" que dejaría el frente de excavación sin presión, lo que provocaría una inundación de agua importante y rápida.

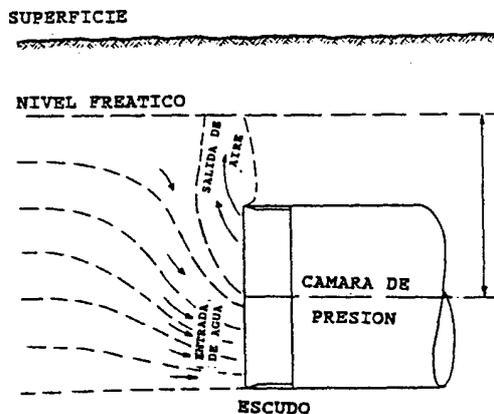


FIGURA 5.19. EXCAVACION DE TUNEL CON ESCUDO Y CAMARA DE PRESION (MEGAW Y BARLETT, 1.983)

En la figura 5.19 se muestra un esquema de excavación con escudo y cámara a presión en la que se muestra el equilibrio entre el aire a presión y la entrada de agua.

5.7.5. Inyecciones

Otro procedimiento utilizado en túneles para evitar o reducir la entrada de agua consiste en inyectar la zona de influencia de la obra.

Las inyecciones tienen como objetivo controlar el agua y mejorar las características resistentes del terreno.

Una inyección consiste en introducir en el terreno, bajo presión, un fluido, que puede ser una solución o una suspensión de partículas, para ocupar los poros o los huecos del terreno. Cuando el terreno está saturado la inyección se utiliza para reemplazar el agua, y en la ausencia de agua para rellenar los huecos del terreno. De esta forma se reduce la permeabilidad y se aumenta la resistencia del material.

Aunque existe una gran variedad de materiales, con los que inyectar, se pueden dividir en tres grandes grupos:

- Partículas en suspensión: cemento portland, bentonita u otros tipos de arcilla.
- Inyecciones químicas: constituyen soluciones acuosas, su poder de penetración depende de su viscosidad.
- Otras como emulsiones bituminosas, asfaltos, etc que no suelen utilizarse en túneles.

Para determinar el tipo de material y la técnica de inyección más apropiada a cada caso es necesario analizar la permeabilidad y granulometría del material en el que se va a realizar la inyección.

En el cuadro 5.1 se muestra la utilidad de diferentes materiales de inyección, en función de la permeabilidad del terreno y su aplicación para impermeabilizar, o para mejorar las características resistentes del terreno.

5.7.6. Congelación

La congelación del terreno consiste en convertir el agua intersticial en hielo para que actúe como elemento ligante entre las partículas del suelo, aumentando su resistencia y haciéndolo impermeable.

Para congelar un suelo es necesario hacer circular, en la zona que se quiere congelar, un líquido o gas refrigerante que extrae las calorías del suelo. Este descenso de temperatura se consigue, fundamentalmente, por dos procedimientos: en circuito cerrado y en circuito abierto.

El procedimiento en circuito cerrado, que se muestra en la

figura 5.20, consiste en hacer circular por las sondas de congelación, en circuito cerrado, una salmuera que se enfría con un equipo frigorífico.

CUADRO 5.1. APLICACIONES DE MATERIAL DE INYECCION (Whittaker y Frith, 1990)

MATERIAL DE INYECCION			PERMEABILIDAD DEL TERRENO A INYECTAR K cm/s
CEMENTO			R
ARCILLA-CEMENTO			I R
BENTONITA (DEFLOCULADA)			I
LIGNOCROMO			R
EMULSION ASFALTICA			R
GELES DE SILICATO SODICO	PARA RESISTENCIA	CONCENTRADO	R
		BAJA VISCOSIDAD	R
	PARA IMPERMEABILIZAR	CONCENTRADO	I
		MUY DILUIDO	I
RESINAS	ACRILAMINAS	I	
	FENOLICAS	R	

R = MEJORA LAS CARACTERISTICAS RESISTENTES DEL TERRENO
 I = IMPERMEABILIZA

100 1 10⁻² 10⁻⁴

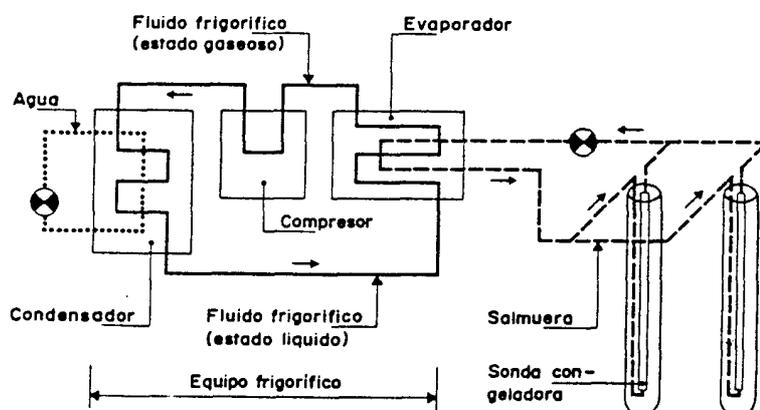


FIGURA 5.20. PROCEDIMIENTO DE CONGELACION CON CIRCUITO CERRADO (JIMENEZ SALAS, 1980)

Este sistema es económico pero, salvo que se utilicen fluidos especiales, no se consigue congelar el terreno a temperaturas medias por debajo de -10°C .

El procedimiento en circuito abierto, que se muestra en la figura 5.21. consiste en hacer circular directamente, en grupos de sondas conectadas en serie y en circuito abierto, nitrógeno líquido que se descarga directamente a la atmósfera.

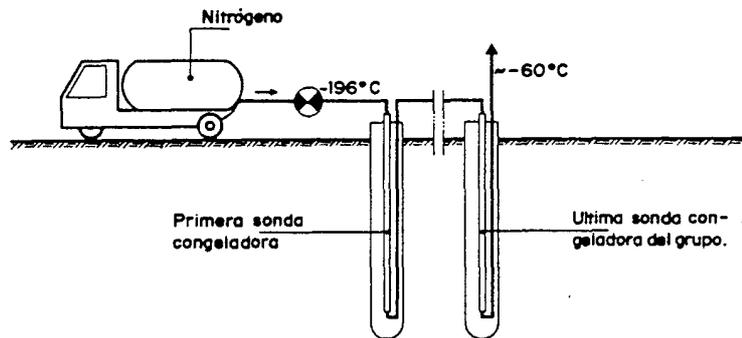


FIGURA 5.21. PROCEDIMIENTO DE CONGELACION CON CIRCUITO ABIERTO (JIMENEZ SALAS. 1980)

Este es un procedimiento directo de congelación que tiene una elevada capacidad frigorífica, es sencillo y rápido, y con el que se consiguen temperaturas más bajas que con otros sistemas.

5.7.7. Falsos túneles

Las obras en falso túnel son aquellas en que primero se realiza una excavación y a continuación se cubre, realizando la obra, una vez terminada, el servicio de una obra subterránea.

Este tipo de obras plantea en primer lugar los mismos problemas que plantearía la excavación, o sea que serían aplicables los mismos criterios que se han descrito en el apartado de desmontes, si la excavación se realiza con taludes. Si los condicionantes de la obra no permiten excavar un talud, y los paramentos del falso túnel se construyen con muros pantalla, serían aplicables los mismos criterios descritos en el apartado de muros. Una vez terminada la obra los problemas son los mismos que los de un túnel, empujes sobre los paramentos y problemas de filtraciones.

5.8. OBRAS DE DRENAJE

Al extraer agua del terreno se produce una subsidencia, provocada por un cambio de volumen al variar las presiones efectivas del material.

Este es un problema que se presenta, en mayor o menor grado, en

todas las obras en las que es necesario realizar un rebajamiento del nivel freático.

La solución más usual para evitar la subsidencia de una zona determinada consiste en crear una barrera con pozos de inyección o recarga que corten los conos de abatimiento que produce el drenaje de la obra.

Para poder proyectar los pozos de inyección o recarga es necesario conocer los mismos parámetros que se utilizan para el diseño del drenaje, fundamentalmente la permeabilidad del terreno, y es necesario conocer, en detalle, igual que para el diseño de un drenaje, las posibles anomalías o barreras de la zona en la que se quiere evitar la subsidencia.

6. ASPECTOS HIDROGEOLOGICOS DE LAS TECNICAS DE INVESTIGACION

A la hora de resolver un problema hidrogeológico en una obra civil, es muy importante caracterizarlo cualitativa y cuantitativamente con el mayor grado de aproximación posible a la realidad.

Para ello hay que realizar una etapa de investigación aplicando las técnicas más adecuadas al caso particular.

Se van a describir a continuación las técnicas más usuales para caracterizar el problema determinando los parámetros más importantes, así como la información que pueden aportar, tratando de especificar su alcance y limitaciones.

6.1. INVESTIGACIONES DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO. PARAMETROS A DETERMINAR Y SU APLICACION.

6.1.1. Sondeos de reconocimiento

Su función primordial consiste en:

- . Permitir reconocer la composición y disposición de los diferentes terrenos atravesados, mediante la elaboración de la denominada **COLUMNA LITOLOGICA**.
- . Posibilitar la determinación en profundidad de niveles acuíferos, acuícludos y niveles intermedios, así como su intercalación en profundidad.
- . Permitir la recolección de muestras, inalteradas o no, y en consecuencia, planificar los ensayos de laboratorio.
- . Posibilitar la realización de determinados ensayos de campo (especialmente LEFRANC y LUGEON), diseñados para la determinación "in situ" de algunos parámetros.
- . Poder actuar como piezómetros, indicándonos la posición del nivel saturado del agua en el terreno, tanto en condiciones estáticas, como dinámicas, ante un eventual ensayo de bombeo.
- . Permitir la realización de cortes geológicos interpolando las columnas litológicas atravesadas por cada sondeo de reconocimiento, dando una visión tridimensional del terreno muy útil al planificar las diferentes fases de las obras a realizar.

La disposición de los sondeos de reconocimiento depende tanto de las características de la obra civil a realizar, como de la variabilidad espacial del terreno donde ésta se enclave. Por ello, su planificación suele estar condicionada por criterios económicos, más que técnicos, cuyo coste global viene a ser, en España, del orden del 1% del costo de la obra.

6.1.2. Parámetros a conocer y su utilidad

Desde el punto de vista de la interrelación agua - terreno, los parámetros que se necesita conocer son los siguientes:

- **COLUMNA LITOLÓGICA:** describe o identifica los diferentes terrenos atravesados por un sondeo dado. No se trata de un parámetro, sino de una información cualitativa de importancia esencial. Permite, con varios sondeos, realizar el corte geológico de los terrenos subyacentes. Permite identificar si el medio es detrítico o fisurado, y en consecuencia, si éste es isótropo o anisótropo. Permite identificar la existencia de niveles acuíferos y su intercalación con acuicludos o acuitardos, y conocer de cada uno de ellos su correspondiente nivel piezométrico. Permite, cuando posteriormente se precise realizar un ensayo de bombeo, definir la posición más adecuada de la bomba. A su vez, la ejecución de los sondeos de reconocimiento necesarios para la elaboración de las respectivas **columnas litológicas**, permiten la extracción de muestras en profundidad, necesarias para la realización de los correspondientes ensayos de laboratorio.

- **GRANULOMETRIA:** en el caso de terrenos detríticos donde cabe la existencia de acuíferos en los que el agua circula por porosidad intergranular, es muy recomendable la realización de ensayos granulométricos (Tabla 6.1 y Fig. 6.1) en los diferentes niveles, lo que permite:

- definir tanto la distribución de los granos como la existencia y características de la matriz que los englobe.
- definir si el nivel en cuestión es un acuífero, un acuitardo o un acuicludo.
- estimar, en primera aproximación, parámetros tales como: porosidad total n , porosidad eficaz n_e y permeabilidad K .

TABLA 6.1 - CLASIFICACION DE TERRENOS DETRITICOS EN FUNCION DE SU GRANULOMETRIA

DENOMINACION	DIAMETRO DE LOS GRANOS (mm)	
Grava gruesa o piedra	20	
Grava media	20	- 10
Grava fina	10	- 2
Arena gruesa	2	- 0.5
Arena media	0.5	- 0.25
Arena fina	0.25	- 0.10
Arena muy fina	0.10	- 0.05
Limo	0.05	- 0.002
Arcilla	< 0.002	

- **NIVELES PIEZOMETRICOS:** Durante la realización de cada sondeo de reconocimiento, se debe medir el nivel del agua en el pozo cada vez que se corte un terreno diferente. Ello permite:

- determinar la posición de la zona saturada.
- estimar, en primera aproximación, la carga hidráulica esperada en función de las características geométricas de la obra a realizar.
- en el caso de que existan varios acuíferos, conocer tanto el nivel piezométrico de cada uno de ellos mediante el uso de

obturador (PACKER), como el carácter libre o confinado de los mismos.

- Definir la dirección y sentido del flujo de agua subterránea, que en determinadas ocasiones puede incidir en la estabilidad de un talud, como se ve en el ejemplo de la tabla 6.2.

TABLA 6.2.- INFLUENCIA DEL FLUJO EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD, SEGUN EL TIPO DE MATERIAL

Material	Valor (alce teórico δ del ángulo del talud)	Arena $\phi=34^\circ$	Arcilla de baja plasticidad $\phi=24^\circ$	Arcilla de alta plasticidad $\phi=15^\circ$
Paralelo a la pendiente	$\delta = \arctg(1/2 \operatorname{tg} \phi)$	$\delta=19^\circ$	$\delta=12^\circ 30'$	$\delta=6^\circ 30'$
Horizontal	$\delta=1/2 \phi$	$\delta=17^\circ$	$\delta=12^\circ$	$\delta=6^\circ 30'$
Vertical descendente	$\delta=\phi$ Igual que con talud seco	$\delta=34^\circ$	$\delta=24^\circ$	$\delta=15^\circ$

Diámetro de grano	Milímetros			Micras (10^{-3} mm.)				Milimicras (10^{-6} mm.)					
	100	10	1	1000	100	10	1	1000	100	10	1		
Bureau des sols 1890 - 1895	grava			arena	arena fina	arcilla		Dispersión molecular					
				1	0,05	0,005 mm							
Atterberg 1905	grava			arena gruesa	arena fina	silt	arcilla						
				2	0,2	0,02	0,002 mm						
M. I. T. 1931	grava			arena	silt	arcilla							
Descripción	macroscópica			microscópica			ultramicroscópica						
	muy gruesa	gruesa		fina	muy fina		coloidal						
Logaritmo (mm)	-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9		

FIGURA 6.1. DIVERSAS CLASIFICACIONES DE TERRENOS DETRITICOS

- **POROSIDAD TOTAL** y **POROSIDAD EFICAZ**: La porosidad total n (Tabla 6.3) es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de un terreno. Se trata en consecuencia de un parámetro adimensional y depende solo de la textura de la roca. La porosidad total está referida al volumen total de poros independientemente de que el agua tenga o no la capacidad de circular entre ellos.

La porosidad eficaz n_e (Tabla 6.4), también llamada porosidad cinemática, se refiere al volumen de poros interconectados, por los que la circulación del agua es posible, y depende tanto de las características del terreno como del fluido que se desplaza a su través (Fig. 6.2).

TABLA 6.3 - POROSIDAD TOTAL DE DIVERSAS ROCAS (EN %). (RESUMIDO DE CASTANY, 1963)

ROCAS NO CONSOLIDADAS		ROCAS COMPACTAS	
Denominación	Porosidad	Denominación	Porosidad
Grava	25 a 40	Caliza	0 a 17
Arena y grava	25 a 30	Creta	14 a 44
Arena	26 a 48	Caliza oolítica	3 a 20
Aluvi3n reciente	5 a 15	Esquisto	1 a 10
Arena granítica	13	Arenisca	4 a 26
Arcilla	44 a 50	Dolomía	3
Marga	47 a 50	Granito	0 a 2
Limo	34 a 50	Yeso	4
Lodo reciente	80 a 90		

TABLA 6.4.- POROSIDAD EFICAZ DE DIVERSAS ROCAS (EN %). (CASTANY, 1963)

Roca	Porosidad eficaz (%)
Grava	25
Arena y grava	20
Arena fina y arenisca	10
Arcilla y grava	5
Grava cementada	5
Arcilla	3
Lava	3
Creta	2 a 5

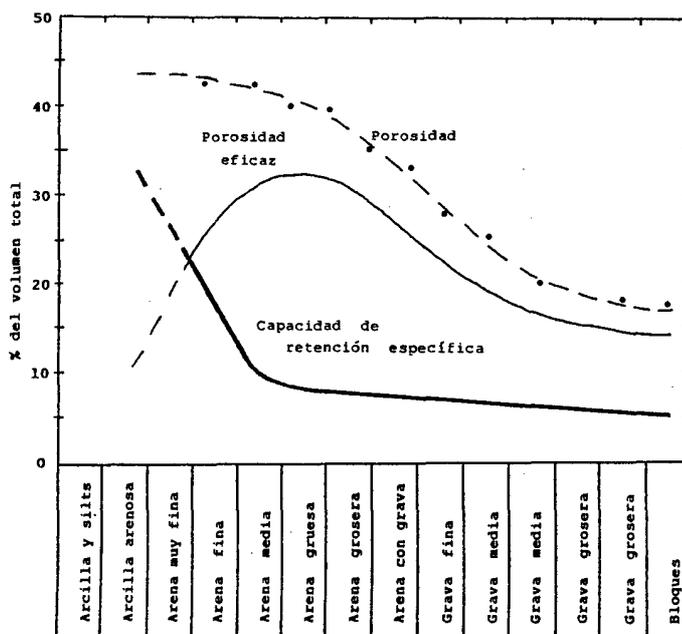


FIGURA 6.2 - VARIACION DE DIVERSOS PARAMETROS EN FUNCION DE LA GRANULOMETRIA, SEGUN ECKIS (EN CASTANY, 1963)

El conocimiento de ambos parámetros n y n_e , permite saber:

- la capacidad de retención específica n_s (Fig. 6.2) del agua en un suelo mediante la expresión:

$$n_s = n - n_e$$

- en primera aproximación, la correlación con el tamaño de grano del terreno y, en consecuencia, el carácter "acuifero-acuicludo" del recipiente. A mayor valor de n_s , mayor es el carácter de acuicludo del terreno y a menor valor de n_s , más fácilmente transmite agua el acuífero.
- si los problemas esperados en la obra civil serán consecuencia de entradas de agua (acuífero) o de mala liberación de presiones intersticiales (acuicludo).

- **PERMEABILIDAD Y TRANSMISIVIDAD:** La permeabilidad K (Fig. 6.3. y 6.4.) es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua desde una formación dada. Se trata de un parámetro dinámico con dimensiones de velocidad (LT^{-1}) que permite cuantificar el flujo del agua en el acuífero conocidas las condiciones de contorno cuando se cumple la ley de DARCY, es decir en régimen laminar o flujo lineal.

PERMEABILIDAD m/día	10^4	10^3	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	
PERMEABILIDAD cm/seg	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	
TIPO DE TERRENO	Grava limpia		Arena limpia, mezcla grava y arena			Arena fina, arena arcillosa, mezcla de arena, limo y arcilla, arcillas estratiformes						
CALIFICACIÓN	Buenos acuíferos					Acuíferos pobres				Impermeables		
CAPACIDAD DE DRENAJE	Drenan bien					Drenan mal			No drenan			
USO EN PRESAS	Partes permeables de la presa					Uso en pantallas impermeables						

FIGURA 6.3 - PERMEABILIDADES DE DIFERENTES MATERIALES

La transmisividad T es un parámetro del acuífero que representa la permeabilidad para todo el espesor del mismo. Por ello, sus dimensiones son (L^2T^{-1}), y aparece en las ecuaciones de flujo, por lo que permite cuantificar, a nivel predictivo, los aportes que puedan producirse.

La permeabilidad puede medirse tanto en laboratorio como en campo, y la transmisividad mediante el oportuno ensayo de bombeo.

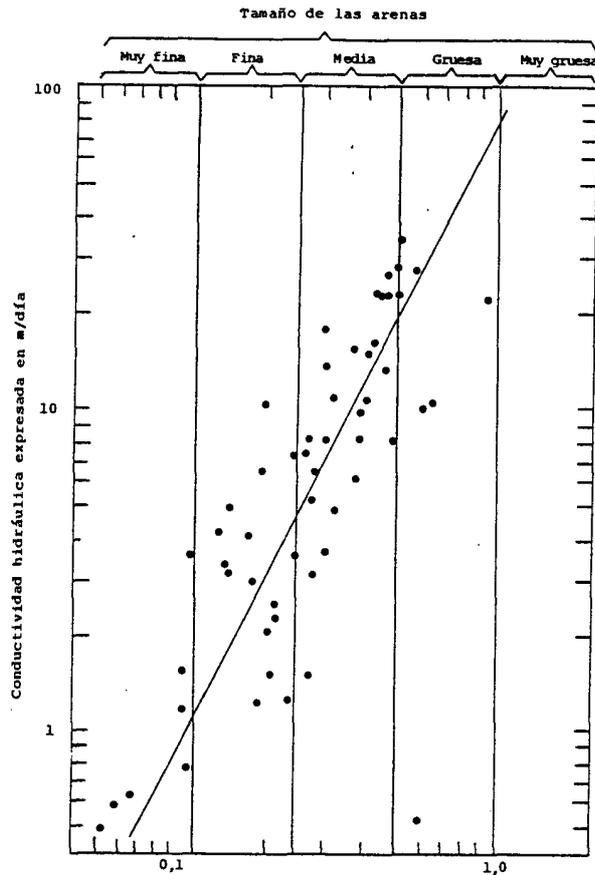


FIGURA 6.4. RELACION ENTRE TAMAÑOS DE GRANO Y PERMEABILIDAD PARA UN GRUPO DE MUESTRAS DE ARENAS

- **COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO:** Es el parámetro representativo de la capacidad de liberar agua de un acuífero.

El coeficiente de almacenamiento s es, al igual que la transmisividad, un parámetro representativo del acuífero, apareciendo en las ecuaciones de flujo, permitiendo cuantificar los aportes para condiciones dadas.

Se trata de un parámetro adimensional, al igual que la porosidad.

En acuíferos libres, es equivalente a la porosidad eficaz, en tanto que en acuíferos confinados, este parámetro representa la liberación elástica del agua por expansión y descompresión vertical de la estructura granular.

Su determinación se realiza, al igual que la transmisividad, por ensayos de bombeo.

En el caso de acuícludos, específicos de las formaciones arcillosas, y caracterizados por poseer altos valores de porosidad total n y capacidad de retención específica n_s , acompañadas de bajos valores de porosidad eficaz n_e , permeabilidad K y transmisividad T_1 , pueden presentarse graves

problemas de deslizamiento de laderas e inestabilidades en general.

Dichas formaciones, que almacenan gran cantidad de agua, pero que la transmiten muy mal, ante los efectos antrópicos al realizar una obra civil, las nuevas condiciones de contorno creadas, pueden provocar deslizamientos dada la lentitud con la que estos terrenos liberan su presión intersticial.

Para valorar este tipo de problemas, es recomendable conocer determinado tipo de parámetros:

- **HUMEDAD NATURAL y LIMITES DE ATTERBERG:** Como sabemos, la humedad natural W es la proporción, en peso, de agua contenida en un suelo seco.

Si se aumenta su contenido en agua hasta iniciarse la fluencia, se alcanza el valor del límite líquido W_L .

Si, por el contrario se reduce el contenido en agua de la arcilla hasta que pierda su plasticidad, se habrá alcanzado el valor del límite plástico W_p .

Ambos valores extremos W_L y W_p constituyen los llamados "límites de ATTERBERG".

Los límites de ATTERBERG son característicos de cada mineral de arcilla o mezcla de varios de ellos.

Todos estos parámetros W , W_L y W_p son adimensionales y se miden en porcentaje de peso.

Su conocimiento permite cuantificar otros parámetros con ellos relacionados, tales como el índice de plasticidad I_p y el índice de fluidez I_f mediante las siguientes expresiones:

$$I_p = W_L - W_p$$

y:

$$I_f = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

parámetros estos que presentan buen poder predictivo frente a este tipo de problemas.

Así, cuanto mayor es el índice de plasticidad, mayor es el riesgo de aparición de fenómenos de expansividad en las arcillas, según se ve en la figura 6.5.

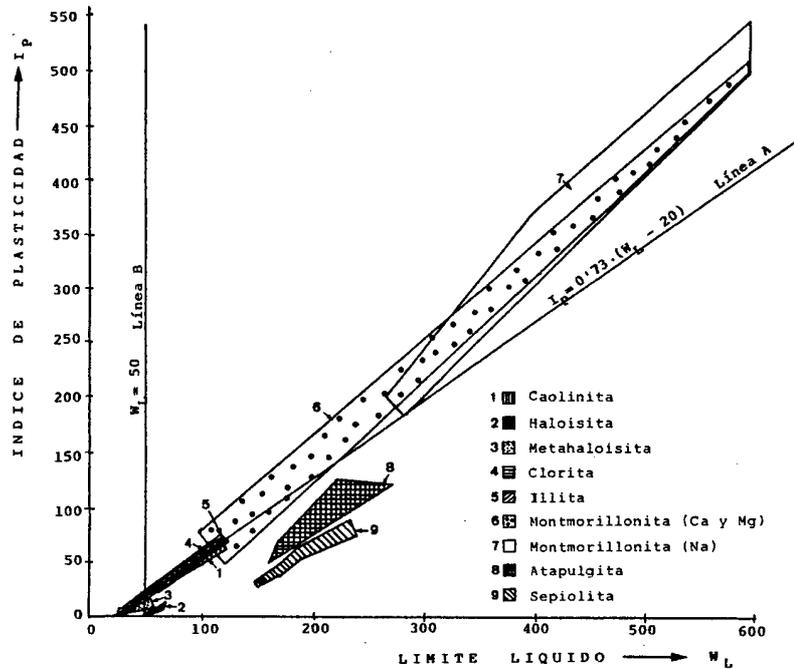


FIGURA 6.5. POSICION DE LOS DIFERENTES MINERALES DE ARCILLA EN EL GRAFICO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE

A su vez, el índice de fluidez depende de la humedad natural W de la arcilla:

$$\begin{aligned} \text{para } W &= W_L \\ \text{para } W &= W_P \end{aligned}$$

y presenta una correlación inversa con la resistencia a esfuerzo constante R de la arcilla como se aprecia en la figura 6.6.

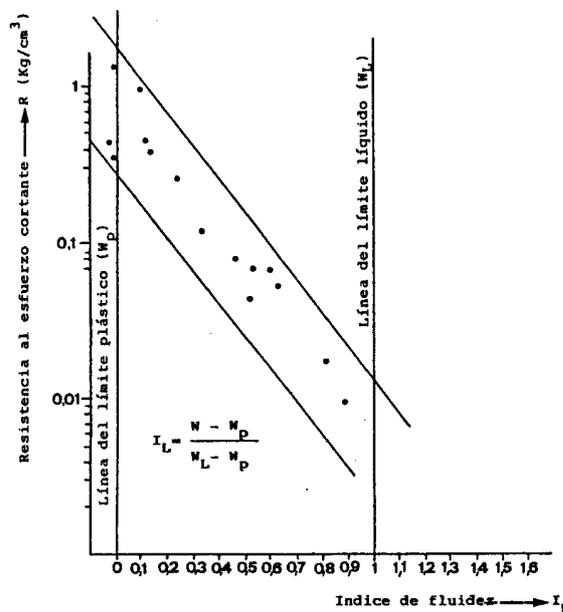


FIGURA 6.6. RELACION ENTRE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y EL INDICE DE FLUIDEZ EN DIVERSAS ARCILLAS

- **RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE:** Como este parámetro permite estimar con gran precisión el riesgo de deslizamientos, resulta de gran utilidad, cuando la obra civil intersekte acuicludos, realizar ensayos de corte a tres humedades distintas:

- a la humedad natural: W ,
- a la humedad correspondiente al límite líquido: W_L ,
- a la humedad correspondiente al límite plástico: W_p ,

lo que permite, no solamente predecir los riesgos de deslizamientos, sino también planificar las soluciones a adoptar mediante el drenaje del acuícludo.

- **PRESION INTERSTICIAL:** Ya se ha visto, al hablar de la ley de TERZAGHI, que la presión intersticial u o presión neutra, se relaciona con las presiones totales y efectivas. También, se comentó como, de ésta última, dependen tanto la resistencia a esfuerzo cortante como el cambio de volumen del suelo.

Por todo ello, resulta muy conveniente conocer el valor de la presión intersticial "in situ", lo cual es posible como se verá más adelante mediante el empleo de piezómetros especiales, cuya manipulación es más delicada.

6.1.3. Parámetros determinables mediante ensayos de laboratorio:

Mediante la realización de los correspondientes ensayos en laboratorio, de las muestras de terreno recogidas en los sondeos de reconocimiento, podemos determinar los siguientes parámetros:

- **Curva granulométrica**, mediante disgregación, separación y pesada, en series de tamices normalizadas (A.S.T.M. y TYLER).

- **Porosidad total y eficaz**, mediante secado a la estufa en muestra no disgregable, saturación en agua, drenaje por gravedad y pesadas en balanza de cada una de las fases descritas.

- **Permeabilidad**, por medición de flujo de agua en un permeámetro, a través de una probeta de sección constante, tallada o remodelada.

- **Humedad natural y límites de ATTERBERG**, mediante pesaje de las muestras a dichas humedades, con referencia al valor de la misma secada en estufa.

- **Resistencia a esfuerzo cortante**, mediante ensayo en el aparato de corte o caja de CASAGRANDE en probeta tallada o remoldeada.

- **Presión intersticial**, mediante ensayo triaxial en probeta sometida a consolidación previa, sin drenaje y lectura de presiones intersticiales, podemos conocer los siguientes parámetros:

- . cohesión c
- . ángulo de rozamiento interno ϕ
(ambos con valores totales y efectivos)
- . permeabilidad K
- . presión intersticial u

aunque esta última no corresponda a las condiciones reales del terreno, es interesante conocer su relación con los otros parámetros ya que la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del terreno son necesarios para establecer, en geotecnia, las

leyes de empuje de las tierras.

6.1.4. Parámetros a determinar en campo

La investigación de campo precisa, de una manera general, disponer de una detallada información topográfica que permita estimar las mediciones y volúmenes de tierra a desplazar en la obra civil, con suficiente precisión.

También, como fase previa, se precisa una geología de superficie donde se señalen las diferentes litoestructuras presentes, así como las formaciones detríticas existentes.

Este aspecto general permite, en primera aproximación, definir los posibles tipos de acuíferos existentes y estimar sus áreas de alimentación y posibles descargas.

En base a todo lo anterior, la ubicación de los sondeos de reconocimiento y su planificación ya se puede establecer, remitiéndose su localización a esclarecer los puntos más dudosos y a la geometría de la obra.

La **columna litológica**, que nos permite conocer la geología del terreno en profundidad, se realizará a pie de sondeo, durante la ejecución del mismo.

La lectura de los **niveles piezométricos** debe realizarse también durante la ejecución de los sondeos de reconocimiento. Una vez terminados estos, se los equipará con tuberías de PVC, para hacerlos operativos, sirviendo después en todo momento como piezómetros.

La lectura sistemática de la red de piezómetros así establecida permitirá conocer la variación en el tiempo de la superficie piezométrica y su posible correlación con variables meteorológicas y acciones antrópicas.

La disposición de la superficie piezométrica así controlada permitirá también conocer las direcciones de flujo del agua subterránea, pudiendo, de esta manera, planificar de manera óptima los ensayos de bombeo que se necesiten, de acuerdo con la posición de los piezómetros.

La realización de un **ensayo de bombeo**, permite determinar en campo los parámetros característicos del acuífero (entendiendo por tales al **coeficiente de almacenamiento** y a la **transmisividad**), y dibujar la ley de corriente. La única precaución a tener aquí consistirá en aplicar la fórmula adecuada, seleccionando el caso correspondiente según se trate de acuífero libre o confinado y de bombeo en régimen permanente o transitorio, y por supuesto que el flujo sea lineal.

El aprovechamiento de los sondeos de reconocimiento, y posteriores piezómetros, nos permite también determinar "in situ" otros parámetros:

La permeabilidad, mediante la realización de un ensayo LEFRANC (ver fig. 6.7)

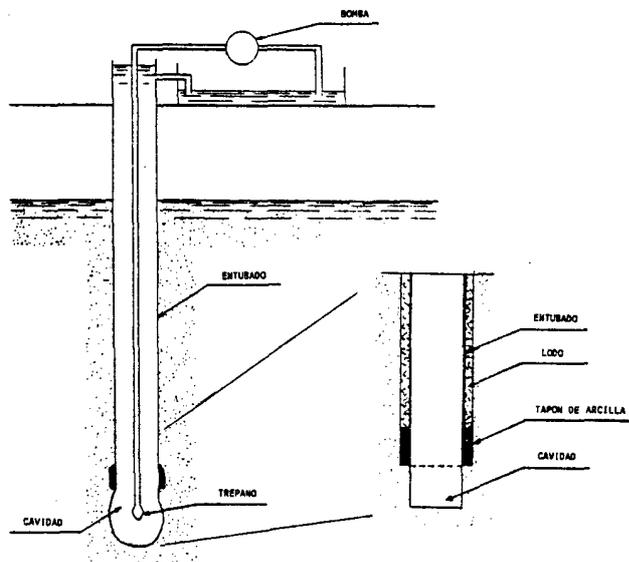


FIGURA 6.7. ENSAYO LEFRANC EN SUELOS POCO COHERENTES. AGUA INYECTADA EN EL FONDO MEDIANTE LANZA

Dicho ensayo muy conocido, consiste en inyectar o bombear agua en el fondo de un sondeo de reconocimiento (con el último tramo no revestido) y medir la variación de altura del agua en el sondeo, o el caudal que se precisa para mantener una altura costante en el mismo.

Existen pues dos variantes del ensayo LEFRANC:

- el ensayo a nivel constante,
- el ensayo con nivel variable.

En ambos casos, la fórmula utilizada es:

$$Q = KCh$$

siendo:

Q = el caudal bombeado,

K = la permeabilidad buscada,

h = la altura de agua en el sondeo,

C = una constante que depende de la forma de la cavidad en el fondo del pozo.

el cálculo de C se realiza mediante la expresión:

$$C = 2\pi D \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln\left[\left(\frac{L}{D}\right) + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}\right]}$$

siendo:

D = el diámetro del pozo en el fondo,

L = la longitud del cilindro final no revestido del pozo.

El ensayo LEFRANC tiene validez, cuando la formación sea detrítica, y cuando exista en ella un acuífero.

La **presión intersticial**, puede medirse en campo aprovechando la existencia de cualquier piezómetro, mediante el posicionamiento en su fondo, de una rejilla (sistema clásico) (ver fig. 6.8), o de una célula presiométrica con lectura manométrica en boca de pozo (piezómetro de CASAGRANDE), existiendo también piezómetros eléctricos o acústicos (de cuerda vibrante) (ver fig. 6.9.). El problema general es que el tiempo de respuesta del sondeo puede ser largo e inducir errores de lectura, por lo que se precisa acortarlo lo más posible.

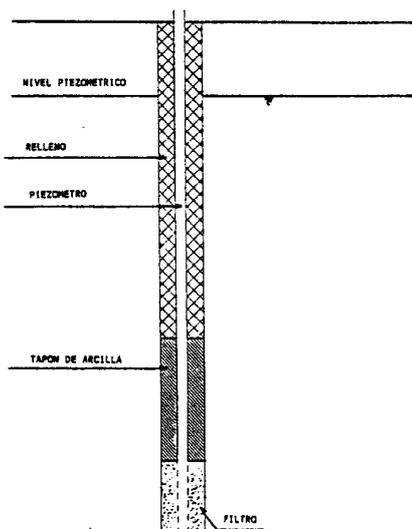


FIGURA 6.8. ESQUEMA DE PIEZOMETRO CLASICO

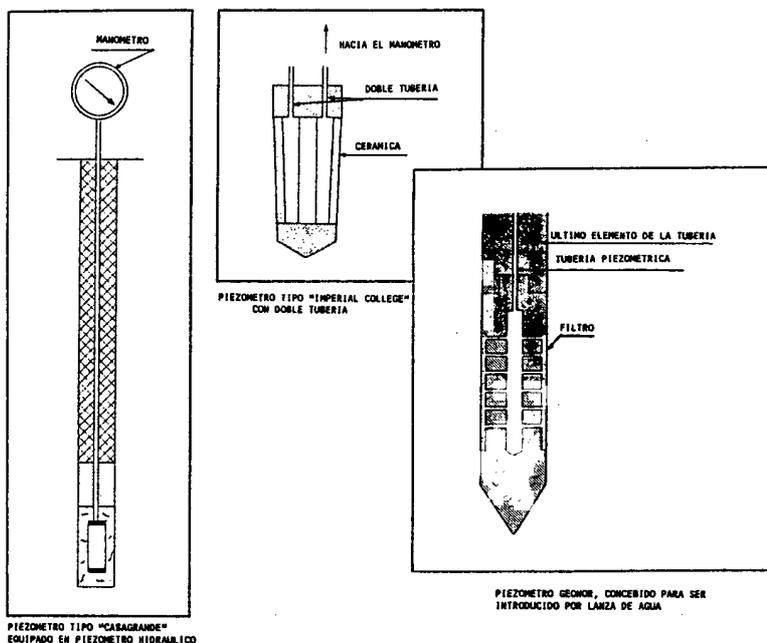


FIGURA 6.9. DIFERENTES TIPOS DE PIEZOMETROS

Parece ser (JOSAUME y PEIGNAUD 1968) que el piezómetro francés L.P.C. da buenas respuestas. Su esquema de funcionamiento viene dado en la figura 6.10.

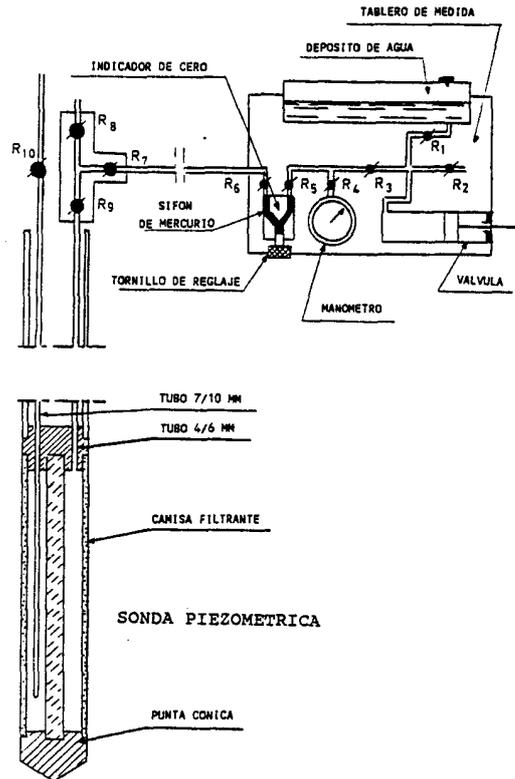


FIGURA 6.10 - ESQUEMA DE PRINCIPIO DEL PIEZOMETRO L.P.C.

Para el cálculo de la presión intersticial u , basta aplicar la siguiente expresión:

$$u = p + H_m \gamma_w$$

siendo:

p = presión leída en el manómetro,
 H_m = desnivelación entre la sonda y el manómetro,
 γ_w = peso específico del agua.

Cuando la obra civil se realice en terrenos rocosos donde los acuíferos se instalen en las fisuras interconectadas y cavernas (caso del karst), resulta muy práctica la adquisición de información adicional, siempre en base a utilizar los sondeos de reconocimiento.

El parámetro denominado **R.Q.D.** (Rock Quality Determination), no es otra cosa que el porcentaje de testigo continuo extraído del sondeo, pero midiendo únicamente los fragmentos de longitud superior a diez centímetros.

Este parámetro de tan sencilla obtención permite:

- estimar el grado de fracturación de la roca
- correlacionarlo con la resistencia a compresión simple de la roca, con el factor de PROTODYAKONOV, y con diversas clasifica-

ciones geomecánicas

- estimar, en primera aproximación, la admisión de lechadas de inyección en operaciones de consolidación e impermeabilización, por lo que resulta de gran utilidad a efectos de seguridad y planificación de la obra.

El parámetro denominado U.L. (unidades LUGEON) o también **permeabilidad LUGEON**, que es únicamente aplicable a formaciones rocosas, fisuradas y kársticas, consiste en medir la inyección de agua que penetra en un tramo dado del sondeo de reconocimiento, aislado entre obturadores, durante un tiempo dado a una presión determinada (que se alcanza y se purga en escalones determinados).

El esquema de funcionamiento viene dado en la figura 6.11.

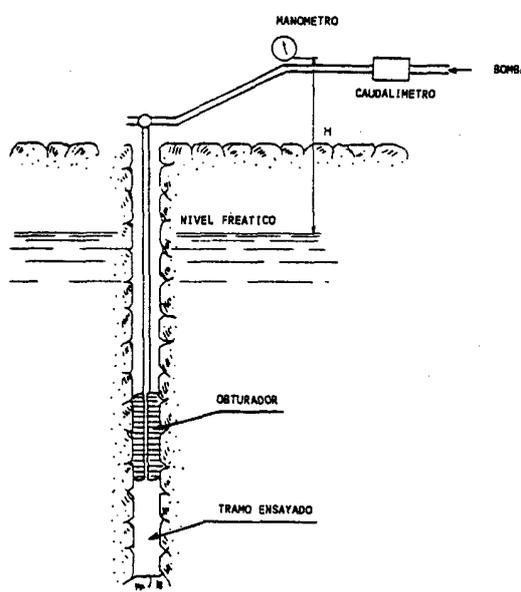


FIGURA 6.11. PRINCIPIO DEL ENSAYO LUGEON

La forma de las curvas Presión-Caudal suministra mucha información sobre el comportamiento del posible relleno o tamaño de las fisuras, como puede verse en figura 6.12, y permite seleccionar la viscosidad de las lechadas de inyección.

Este efecto discriminante abarata extraordinariamente y permite logros en las costosas operaciones de impermeabilización especialmente en el caso de construcción de presas de embalse en regiones kársticas.

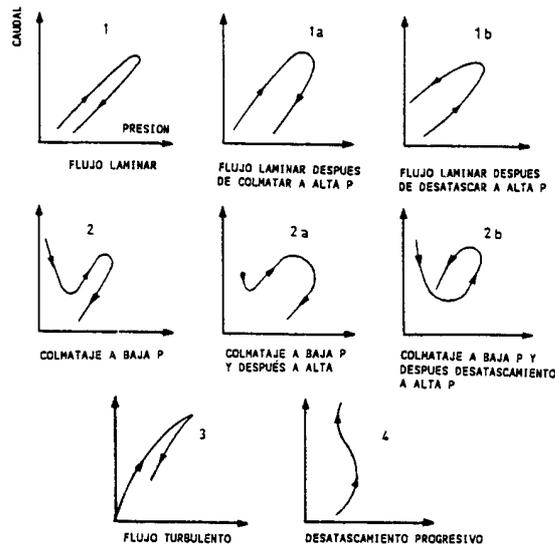


FIGURA 6.12 - DIFERENTES CURVAS DE ENSAYOS LUGEON

6.2. TRABAJOS DE GABINETE

Los trabajos de gabinete, después de la obtención de la información precisa encaminada a la valoración de los parámetros medidos, se enfocará hacia la interpretación de las condiciones naturales existentes y sus posibles variaciones o tendencias tras la modificación antrópica necesaria para realizar la obra civil correspondiente. En este sentido, la información obtenida deberá ser suficiente para predecir lo que ocurrirá bajo las nuevas condiciones establecidas.

6.2.1. Valoración e integración de la información

En materia de estudios de acuíferos, existe todo un conjunto de leyes que se basan en el análisis de la circulación del agua en medios porosos. Dichas leyes se apoyan en determinadas hipótesis, para las que son necesario realizar algunas aproximaciones.

A la hora de valorar la información existente, se habrá de constatar tanto la veracidad de las hipótesis establecidas como el grado de restricción introducido en sus aproximaciones. Si esto no ocurre en la realidad, la interpretación que se realice será falsa.

En la figura 6.13., donde se muestran las ecuaciones en derivadas parciales en medio saturado, para cada caso establecido se señalan también, tanto las hipótesis como las aproximaciones establecidas en cada uno de los pasos.

Del análisis de la figura, se pueden constatar algunas consideraciones importantes:

- La validez de la ley de DARCY es fundamental
- En caso contrario, las ecuaciones obtenidas son del tipo "no lineal" y, salvo casos particulares, las soluciones analíticas son casi imposible de determinar

- En medios fisurados, la ley de DARCY, que sólomente es válida en régimen laminar, tiene un escaso rango de validez.
- En medios fisurados, el régimen turbulento se establece a partir de velocidades \underline{V} de circulación en metros por segundo **m/seg.**, en fisuras (con un metro de altura mojada) para los siguientes diámetros \underline{D} (ver tabla 6.5.)

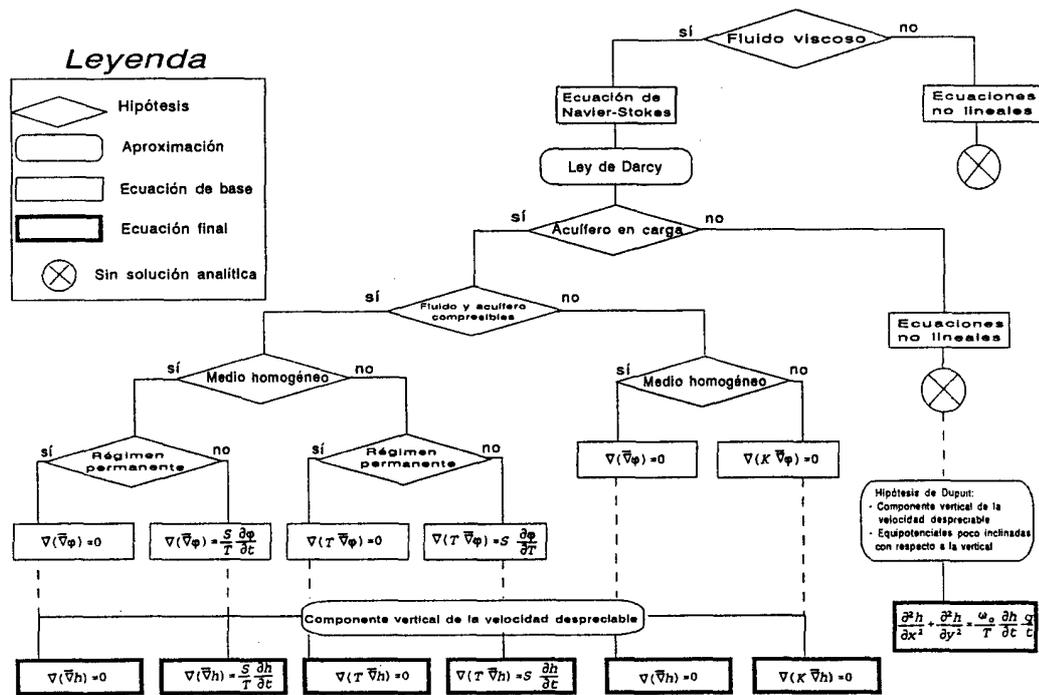


FIGURA 6.13. ECUACIONES EN DERIVADAS PARCIALES PARA ESTUDIO DEL FLUJO EN MEDIO SATURADO

TABLA 6.5. VELOCIDADES DE INICIO DE REGIMEN TURBULENTO EN MEDIOS FISURADOS

V m/seg.	D diámetro
1,3 · 10 ⁻¹	5 μ
6,5 · 10 ⁻²	10 μ
6,5 · 10 ⁻³	100 μ
6,5 · 10 ⁻⁴	1 mm
6,5 · 10 ⁻⁵	1 cm
6,5 · 10 ⁻⁶	10 cm

en consecuencia, y a efectos prácticos, en términos de probabilidad, la circulación del agua en formaciones fisuradas debe esperarse que sea del tipo "no lineal".

En el karst, donde la ampliación de fisuras por disolución tiene lugar como proceso fundamental a causa de la circulación

del agua por ellas, la aplicación de la ley de DARCY carece de sentido.

6.2.2. Métodos numéricos, alcance y limitaciones

En base a las analogías existentes entre una red de circuitos eléctricos y un campo de sondeos de bombeo, se establecieron, hace dos décadas, los modelos de simulación sobre la base de la aplicación de los métodos numéricos, con la idea de reducir drásticamente los costos operacionales.

Dichos modelos de simulación se emplean para la configuración de sistemas complejos con condiciones de contorno específicos, como por ejemplo:

- simulación de sistemas acuíferos con bombeos y recargas
- simulación de diversas relaciones acuífero-río
- simulación de descargas en surgencias en condiciones de recargas y bombeos
- etc...

Los primeros métodos de simulación fueron realizados en **diferencias finitas** PRICKET 1971, TRECOTT 1975 y Mc DONALD 1984 (citas en IGLESIAS 1990). Posterior y paralelamente, se desarrollaron también métodos de simulación basados en **elementos finitos** NEUMAN 1976 y ELORZA-FERRAGUT 1986 (citas en IGLESIAS 1990).

Parece ser que estos últimos son capaces de impartir mayor precisión y mejor discretización espacial del sistema, GRAY 1976 y WANG 1977 (en IGLESIAS 1990) pero sin embargo, requieren un mayor conocimiento del cálculo numérico.

Aunque algunos de estos modelos de simulación numérica permitan disponer de un algoritmo válido tanto en régimen lineal como no lineal ELORZA-FERRAGUT 1986 (en IGLESIAS 1990), en la mayoría de los casos, solo son aplicables bajo criterios de rigurosidad científica, cuando la ley de DARCY se cumple. Ello representa una fuerte limitación a la interesante técnica que representan estos modelos.

Quizas por ello, actualmente se están desarrollando modelos de simulación que tienen en cuenta la anisotropía direccional del macizo rocoso y que se apoyan en conceptos de geometría fractal (PAREDES 1991), pero su desarrollo es todavía muy incipiente, o está protegido por patentes como los "**modelos de percolación**" en desarrollo por algunas compañías petroleras.

El día en que puedan establecerse modelos de simulación aptos para medios anisotrópos, tanto fisurados como kársticos, se habrá dado un gran paso, verdaderamente importante, en la hidrogeología.

7. EJEMPLOS

7.1. CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO CON SOTANOS EN LA VILLA OLIMPICA DE BARCELONA. EDIFICIO OLYMPIC MOLL

7.1.1. Introducción

En la Villa Olímpica de Barcelona OLYMPIC MOLL ha construido un centro comercial, formado por hipermercado, tiendas, viviendas y aparcamientos subterráneos, sobre una parcela de 17.400 m² que se encuentra a unos 200 metros del mar.

El solar era prácticamente llano, con cotas alrededor de la +4, estaba cubierto por rellenos y el nivel freático de la zona oscilaba alrededor de la cota cero.

Los tres niveles de sótanos proyectados, incluido el espesor de la losa y del dren de grava inferior, exigían excavaciones hasta la cota -7,10, con algunas plataformas a la cota -6,10 y una zona perimetral en pendiente que subía hasta la cota -5,80, en función del volumen de edificación proyectado para cada zona. Estas cotas de cimentaciones exigían realizar una excavación, de unos 11 metros de profundidad, de los que los siete metros finales estarían bajo el nivel freático.

El edificio se proyectó cerrando el recinto mediante un muro pantalla y cimentándolo sobre una losa. El muro pantalla cumpliría dos funciones: de elemento de contención de las tierras y de estanqueidad frente al flujo lateral de las aguas subterráneas. La losa de cimentación se diseñó para resistir los empujes de subpresión, que se decidió equilibrar totalmente con el peso propio de la estructura y la cimentación (ver figuras 7.1 y 7.2).

Para poder realizar la excavación en seco se investigó y proyectó un sistema de agotamiento que permitiese la excavación sin interferencias con el agua subterránea y que no afectase a los edificios y servicios que existían en los alrededores.

7.1.2. Características del terreno

El perfil del terreno se definió en una primera fase de investigación, fundamentalmente geotécnica, en la que se perforaron cinco sondeos mecánicos, con obtención de muestras inalteradas, sobre las que se realizaron ensayos de identificación geotécnica, edométricos, de resistencia y de permeabilidad vertical.

Bajo los rellenos existentes en el solar, el terreno estaba formado, ver Figuras 7.3 a 7.5, por una primera capa de arena media a gruesa, con indicios a algo de grava, de color marrón claro, con un contenido medio de finos* del 4%, en general densa; este estrato se extendía hasta la cota -6. Bajo esta capa se diferenció otra de arena fina a media, de color marrón, con un

* Finos = material que pasa por el tamiz 200 de la serie ASTM

contenido medio de finos del 7%, en general densa, que se reconoció entre las cotas -6 y -11. Infrayacente al paquete de arenas marrones aparece un estrato de arena fina gris con algo a bastante limo (20% de finos), densa a muy densa; este estrato se reconoció hasta la cota -27, y se supuso que se extendía hasta la cota -35, en donde la bibliografía geológica de la zona situaba el techo del Plioceno.

En esta primera fase también se realizó una estimación indirecta de las permeabilidades medias de cada estrato, a partir de sus granulometrías y de los ensayos de permeabilidad vertical realizados en el laboratorio, por lo que se le asignó al conjunto de arenas marrones, estrato superior e intermedio, una permeabilidad media de $5,7 \times 10^{-2}$ cm/s y a las arenas grises inferiores de $1,6 \times 10^{-3}$ cm/s.

Para conocer las características hidrogeológicas de los materiales se construyeron, en una segunda fase, dos pozos de 16 y 25 metros de profundidad y cinco piezómetros dobles, situados en torno a los 20 y a los 11 metros de profundidad, con el fin de captar y medir los niveles de agua en las arenas marrones y en las arenas grises.

En cada pozo se realizó un ensayo de bombeo a caudal variable y otro a caudal constante, el primero para conocer la relación caudal-descenso en el pozo y poder programar el ensayo a caudal constante y el segundo para conocer las características del acuífero. También se realizó un ensayo a caudal constante bombeando los dos pozos a la vez, con el fin de conocer el abatimiento que se produciría con un pozo profundo y mayor caudal.

De los ensayos granulométricos, de los de permeabilidad vertical y de los ensayos de bombeo se obtuvieron las permeabilidades medias para cada uno de los estratos que se habían definido en el terreno, así se obtuvieron los siguientes resultados:

ESTRATO	PERMEABILIDAD MEDIA	CONTENIDO DE FINOS
Arenas marrones superiores	5×10^{-1} cm/s	4%
Arenas marrones intermedias	1×10^{-2} cm/s	7%
Arenas grises inferiores	$1,5 \times 10^{-3}$ cm/s	20%

7.1.3. Esquema hidrogeológico

El conjunto de las arenas marrones y grises presentan el comportamiento hidrogeológico de un acuífero libre con recarga vertical uniforme, confinado en su base por un estrato impermeable, el Plioceno.

Las arenas marrones superiores actúan como un depósito con recarga lateral infinita, a efectos prácticos, ya que están hidráulicamente conectadas con el mar. Las arenas marrones recargan verticalmente al estrato inferior de arenas grises.

Con este esquema, cualquier descenso del nivel piezométrico que se produzca en las arenas grises provoca un flujo de agua de las arenas marrones a las grises, sin prácticamente descenso del nivel en las arenas superiores. Este esquema lo confirma la red

de corriente del ensayo de bombeo del pozo W-2, que se presenta en la Figura 7.6, calculada con los datos obtenidos durante el ensayo de bombeo.

Al construirse la pantalla quedará cortado el aporte lateral de agua a las arenas marrones dentro del recinto, por lo que se podrá agotar fácilmente su agua intersticial con el drenaje. Al mismo tiempo, el drenaje descenderá el nivel piezométrico en las arenas grises y generará el flujo de agua subterránea a través de ellas alimentado por las arenas marrones del exterior.

7.1.4. Aportes de agua a la excavación

Una vez cerrado el recinto por la pantalla, existían tres posibles formas de aporte de agua a la excavación: las filtraciones de la pantalla, el agua de lluvia y el flujo de agua subterránea por debajo de la base de la pantalla.

En el proyecto de la pantalla se tomaron las suficientes precauciones para que las filtraciones fuesen las menos posibles, por lo que a efectos de la evaluación del drenaje necesario se consideró, que la pantalla era prácticamente impermeable.

El volumen de agua de lluvia también se consideró despreciable, aunque fuese de esperar que, si ocasionalmente se produjese una lluvia torrencial, se inundase temporalmente alguna zona de la excavación.

A efectos prácticos, el único aporte de agua a la excavación sería el flujo subterráneo indicado en la Figura 7.7. Las hipótesis de las que se partió para la construcción de esta red de flujo, las que se tenían al finalizar la primera fase de investigación, se confirmaron, en sus aspectos fundamentales, al realizar la investigación hidrogeológica, en general, del lado de la seguridad y eran las siguientes:

- las arenas marrones superiores tienen una permeabilidad del orden de 300 veces superior a las arenas grises (para el cálculo de la red de corriente se había supuesto que eran 35 veces mayor), por lo que se confirma que este estrato actúa como depósito;
- la permeabilidad horizontal de las arenas grises se estima, una vez realizada la investigación hidrogeológica, que es 7 veces mayor que la vertical (para el cálculo de la red de corriente se había supuesto que era 10 veces mayor);
- la permeabilidad estimada de las arenas grises es de $1,5 \times 10^{-3}$ cm/s y en la red de corriente se había supuesto una permeabilidad efectiva de $1,6 \times 10^{-3}$ cm/s.

Por estas razones, la red de corriente bajo la pantalla, ver Figura 7.7, se estimó suficientemente representativa para el cálculo del caudal, aunque localmente dentro del recinto, las líneas de corriente se modificarán sustancialmente, en su tramo final, al dirigirse a los puntos de bombeo.

7.1.5. Sistema de drenaje

El sistema de drenaje se diseñó de forma que rebajase el nivel del agua hasta la cota -7, aproximadamente, y poder realizar la excavación en seco. Para ello fue necesario, en primer lugar, construir la pantalla (figura 7.8) y cortar el aporte lateral de agua a las arenas marrones de dentro del recinto y, en segundo lugar, drenar el agua que quedase en su interior a la vez que cortar el flujo de agua bajo la pantalla, creado por el rebajamiento del nivel freático dentro del recinto. Se decidió que la mejor alternativa para drenar el agua que quedase en el recinto y cortar el flujo exterior era mediante pozos.

Como sistema de drenaje se propuso construir cuatro pozos centrales, perforados hasta la cota -30, formando un rectángulo de 40 x 35 m, y 14 pozos perimetrales, perforados hasta la cota -20, separados del borde interior de la pantalla 15 m y espaciados 30 m. En la figura 7.9 se pueden ver varios de los pozos, y en la figura 7.10 se indica el número, distribución y profundidad de los pozos que se recomendaron.

Para el caudal total de filtración estimado, del orden de 60 l/s y según el esquema de tubos de flujo de la red de corriente de la Figura 7.7, los pozos perimetrales cortos deberían cortar del orden del 60% del flujo, unos 36 l/s en todo el perímetro, y los pozos centrales profundos, el 40% restante, del orden de 24 l/s. El flujo de agua bajo la pantalla iría aumentando de forma proporcional a la diferencia total de altura piezométrica entre el exterior y el interior del recinto.

En los análisis para el rebajamiento del nivel freático se supuso que la capa de transición de arenas marrones intermedias se comportaría como las arenas grises inferiores, hipótesis conservadora.

Pozos

El número total de pozos y su longitud, indicados en el apartado anterior, se estimaron considerando el caudal máximo que podría extraer cada uno de ellos, en base al caudal obtenido durante los ensayos de bombeo, 10 l/s en el pozo W-2, penetrante 10 m en las arenas grises.

Este caudal se redujo en función del efecto que sobre el caudal individual tendría el perforar una batería de pozos. Se estimó que debido a este efecto, en cada pozo perimetral, penetrante del orden de 10 m en las arenas grises, se podría obtener un caudal de 2,5 a 6 l/s. Los pozos centrales se diseñaron con una penetración doble en las arenas grises, 20 m, y se les estimó un caudal de explotación del orden de 6 a 10 l/s. También se tuvo en cuenta, al decidir el número de pozos, las distribución más conveniente en planta, ya que se creyó preferible instalar mayor número de pozos, penetrantes 10 m, en el perímetro, frente a otra posible alternativa de un número menor de pozos más profundos y separados. Esta opción podría provocar descensos mayores del nivel piezométrico en el exterior del recinto, y por tanto mayores asientos.

Para cada pozo se optó por considerar el valor más conservador del caudal (2,5 l/s en los cortos y 6,0 l/s en los profundos) por lo que se necesitaron 14 pozos perimetrales, para extraer un caudal de 36 l/s aproximadamente, y 4 pozos centrales para extraer los 24 l/s restantes.

En los perfiles de las Figuras 7.11 y 7.12 se muestran los conos de descenso del nivel freático que se había supuesto al alcanzar el régimen permanente bombeando 6 l/s en los pozos centrales y 2,5 l/s en los perimetrales. En estas figuras se observa que para mantener un nivel dinámico medio a la cota -7, en los pozos profundos se necesitaría un descenso teórico en el pozo entre la cota -20 y -22 y en los pozos cortos hasta la cota -13. Para los caudales de extracción esperados, 6 l/s y 2,5 l/s, se estimaron unas pérdidas de carga en los pozos de 4 y 2 m respectivamente, por lo que los niveles en los pozos se deberían bajar hasta las proximidades de las cotas -26 y -15, donde deberían situarse los automatismos de parada.

El sistema de drenaje se proyectó de forma conservadora; no obstante, y dadas las incertidumbres que existen sobre el comportamiento hidrogeológico, en cualquier terreno, podrían producirse mayores aportes de agua, que, en nuestra opinión, lo podría extraer el sistema proyectado. Con todo se creyó que se debían prever algunos pozos de reserva como suplemento del sistema de drenaje.

Drenaje

En los primeros días de bombeo el sistema de drenaje debería, en primer lugar, agotar el agua intersticial que contenían las arenas marrones superiores, en las que se estimó un volumen de agua del orden de 21.500 a 25.000 m³, y, en segundo lugar, rebajar el nivel freático hasta la cota -7; si en este período inicial los pozos cortos daban un caudal del orden de 5 l/s y los largos unos 10 l/s, el rebajamiento del nivel freático hasta la cota -7 se produciría en unos 10 días de bombeo continuo de todos los pozos.

Una vez que se hubiese conseguido descender el nivel hasta la cota -7 se debería disminuir el caudal de extracción hasta 2,5 l/s y 6 l/s.

Control Piezométrico

Para el control de los niveles, dentro del recinto de la pantalla se proyectaron siete piezómetros, uno en el centro de la parcela y seis entre los pozos centrales y los periféricos; en la Figura 7.10 se muestra la distribución de estos siete piezómetros.

Los piezómetros se diseñaron con el mismo diámetro y tipo de tubería y filtros que los pozos, con lo cual podrían tener una doble misión: controlar los descensos de los niveles y servir como posibles pozos de repuesto por si se inutiliza alguno o era necesario un drenaje mayor, de esta forma aunque existía un incremento de coste por metro lineal, no sería necesario, en

principio, perforar ningún pozo de reserva, y el sistema de drenaje aumentaba considerablemente su factor de seguridad.

Para el control de los niveles piezométricos, fuera del recinto de la pantalla, se instalaron 6 piezómetros dobles; los piezómetros superiores para medir los niveles de agua en las arenas marrones superiores, y los piezómetros inferiores para captar el agua de las arenas grises.

Seguridad frente al sifonamiento

Si el nivel del agua subterránea dentro del recinto se mantenía a la cota -7, y la profundidad mínima de empotramiento del muro a la cota -13, las presiones efectivas del terreno bajo el fondo de excavación serían positivas con un margen de seguridad suficiente. No existiría en consecuencia riesgo de sifonamiento del fondo de la excavación. El gradiente medio, que se estimó conservadoramente, entre la base de la pantalla y la cota -7 era de 0,33, valor que es un tercio del gradiente crítico, igual a 1. Incluso si el nivel del agua hubiese subido ocasionalmente por interrupción del drenaje hasta la superficie de la excavación, el gradiente medio sería igual o menor de 0,50.

7.1.6. Efectos del drenaje en el exterior del recinto

En la Figura 7.13 se muestran los asentamientos que se estimaron en el exterior del recinto como consecuencia del drenaje que se propuso. En la figura se muestran 3 perfiles del asentamiento. El perfil A corresponde a los asentamientos de la superficie del terreno suponiendo que no hay prácticamente descenso del nivel freático en la capa superior de arenas marrones, lo cual era lo más probable. Los asentamientos estarían causados por la disminución de la presión intersticial en las arenas grises, estimada con la red de corriente de la Figura 7.7. Con estos supuestos, el asentamiento máximo era de 2,5 cm junto al muro. A unos 50 m de distancia, el asentamiento era del orden de 1 cm. Las distorsiones angulares correspondientes al perfil A son inferiores a 1:1000, y a partir de 15 m de distancia se consideran despreciables. El perfil A es también válido para los asentamientos del terreno por debajo de la cota -10.

Aunque no se creía que se produjese, se adoptó otra hipótesis conservadora, consistente en suponer que en la capa de arenas marrones se produjese además un descenso lineal del nivel freático, de 2 m junto a la pantalla y nulo a 20 m de distancia. La causa de este descenso podría ser la filtración del agua a través de las juntas de la pantalla. El correspondiente perfil de asentamientos en la superficie es el B de la Figura 7.13. El asentamiento máximo sería de 3,7 cm, y a 50 m del orden de 1 cm. Con estas magnitudes de asentamiento, las distorsiones serían inferiores a 1:500, que es el límite habitualmente considerado admisible para edificios. No obstante, entre 10 y 15 m de distancia la distorsión angular calculada (1:676) está próxima a dicho límite.

El perfil C de la Figura 7.13 corresponde a los asentamientos por debajo de la cota -15. Son prácticamente similares a los del

perfil A.

Una vez que se interrumpiese el bombeo y se recuperasen las presiones intersticiales originales, los levantamientos del terreno en el emplazamiento del edificio más cercano serían muy pequeños, del orden de la quinta parte de los asientos indicados en la Figura 7.13. El levantamiento máximo, estimado conservadoramente, sería de 0,8 cm, y los diferenciales despreciables.

7.1.7. Funcionamiento del sistema de drenaje

En la Figura 7.14 se muestran los pozos y piezómetros construidos con la denominación que se le dio en obra.

En las Figuras 7.15 y 7.16 se muestra la evolución de los niveles piezométricos, en el interior del recinto, junto con la puesta en funcionamiento de cada pozo, su caudal, y el caudal medio de todo el sistema.

Cuando se comenzó la obra de drenaje, comienzos del mes de mayo de 1.990, el nivel freático en la zona estaba situado en las proximidades de la cota -1,5, y en la primera quincena del mes de junio, los niveles del agua, en los piezómetros interiores, se encontraban a la cota -7.

Toda la excavación y la obra civil se realizó en seco, sin interferencias con las aguas subterráneas, y no fue necesario instalar bombas suplementarias en los piezómetros. Los caudales que se midieron fueron algo más bajos que los esperados, del orden del 30 por ciento, esta desviación puede deberse o a errores en las estimaciones o a cambios en las condiciones del terreno, ya que durante el tiempo que transcurrió entre el estudio hidrogeológico, octubre de 1.989, y el comienzo del bombeo, mayo de 1.990, las obras de movimiento de tierras y cimentaciones, en el recinto de la Villa Olímpica fueron importantes.

Durante las obras de excavación fue necesario, en primer lugar, excavar con precaución en los alrededores de pozos y piezómetros para no dañarlos, y en segundo lugar una vez que la excavación había descendido en los alrededores de la tubería, cortarla, para lo que era necesario extraer el equipo de impulsión, bomba y tubería, cortar la tubería exterior y volver a introducir la bomba y la tubería (figuras 7.17 y 7.18).

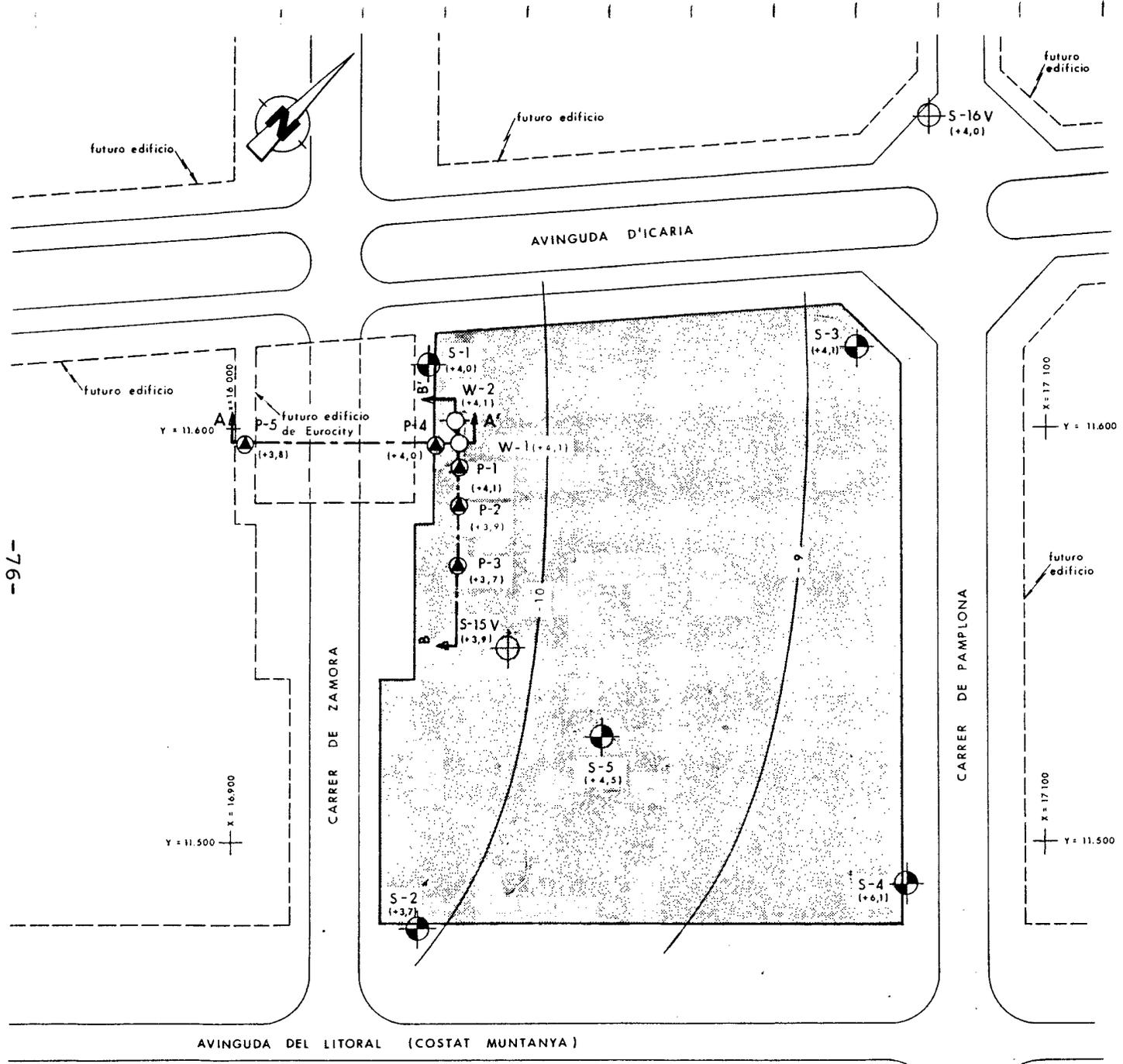
En algunos pozos y piezómetros fue necesario realizar limpiezas, con aire comprimido, debido a que durante la excavación o se rompieron algunas tuberías o se llenaron de arena por la boca.

Las operaciones de cortar los pozos y piezómetros y las de limpieza se organizaron de forma tal que no interfirieron, de forma crítica, con el movimiento de tierras.

Una vez que estuvo la estructura del edificio terminada, se pararon los pozos y se sellaron los orificios de la losa.



FIGURA 7.1. VISTA GENERAL DE LA OBRA



LEYENDA

-  PARCELA U.P. 7.7.
-  SONDEO REALIZADO PARA EL ESTUDIO GEOTECNICO
-  SONDEO PERFORADO PARA UN ESTUDIO ANTERIOR
-  PIEZOMETRO REALIZADO PARA ESTE ESTUDIO
-  POZO REALIZADO PARA ESTE ESTUDIO
-  (+4,1) COTA DE LA BOCA DEL SONDEO, POZO O PIEZOMETRO
-  CORTE DEL TERRENO
-  LINEA DE IGUAL COTA DEL CONTACTO ENTRE LAS ARENAS MARRONES INTERMEDIAS Y LAS GRISES INFERIORES

NOTAS

1. Los cortes del terreno se presentan en la Figura 2.
2. El contacto entre las arenas marrones superiores y las arenas marrones intermedias se ha situado en la cota -6.

REFERENCIA

- Plano sin título a escala 1:500 facilitado por VOSA.

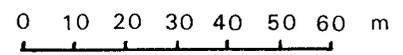


FIGURA 7.2
PLANTA GENERAL



FIGURA 7.3. VISTA DE LA SERIE ESTRATIGRAFICA, ANTES DEL BOMBEO



FIGURA 7.4. VISTA DE LA SERIE ESTRATIGRAFICA,
CON LOS POZOS DE BOMBEO EN FUNCIONAMIENTO

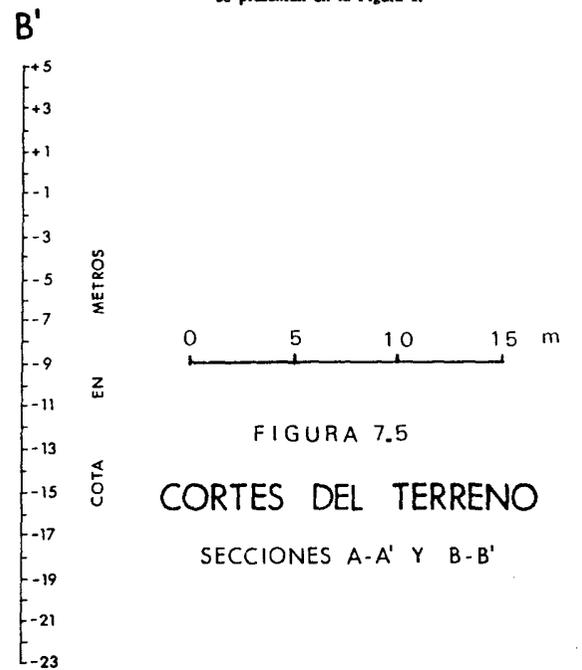
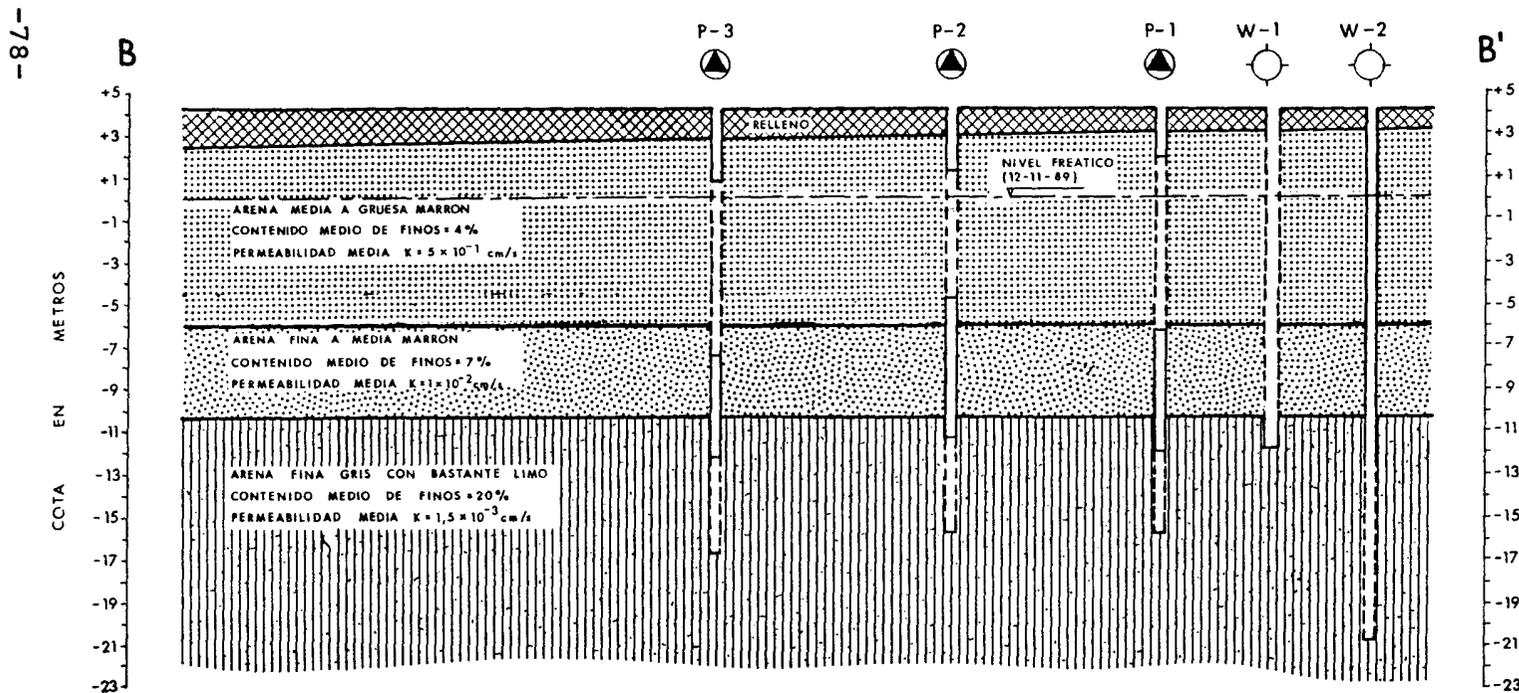
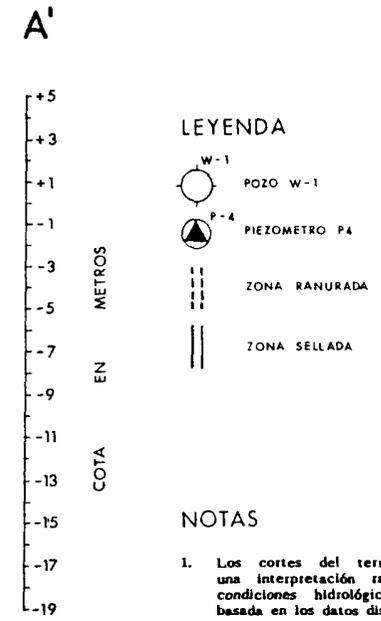
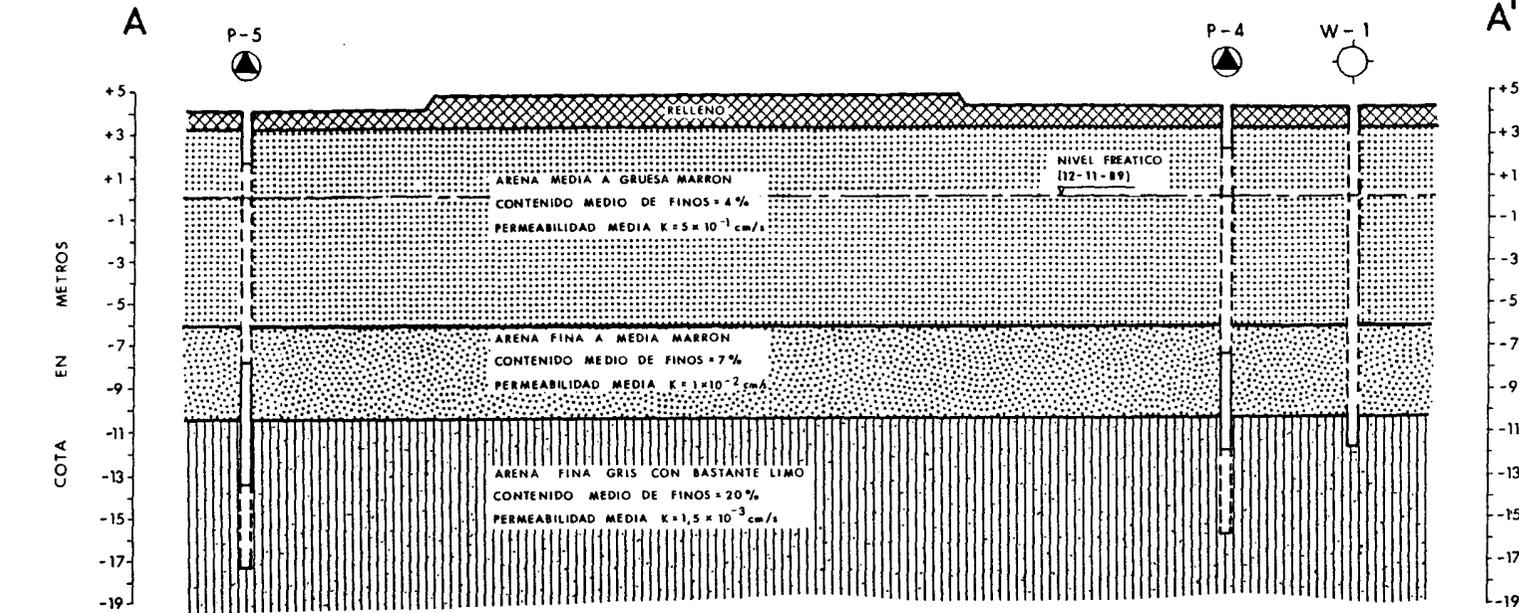
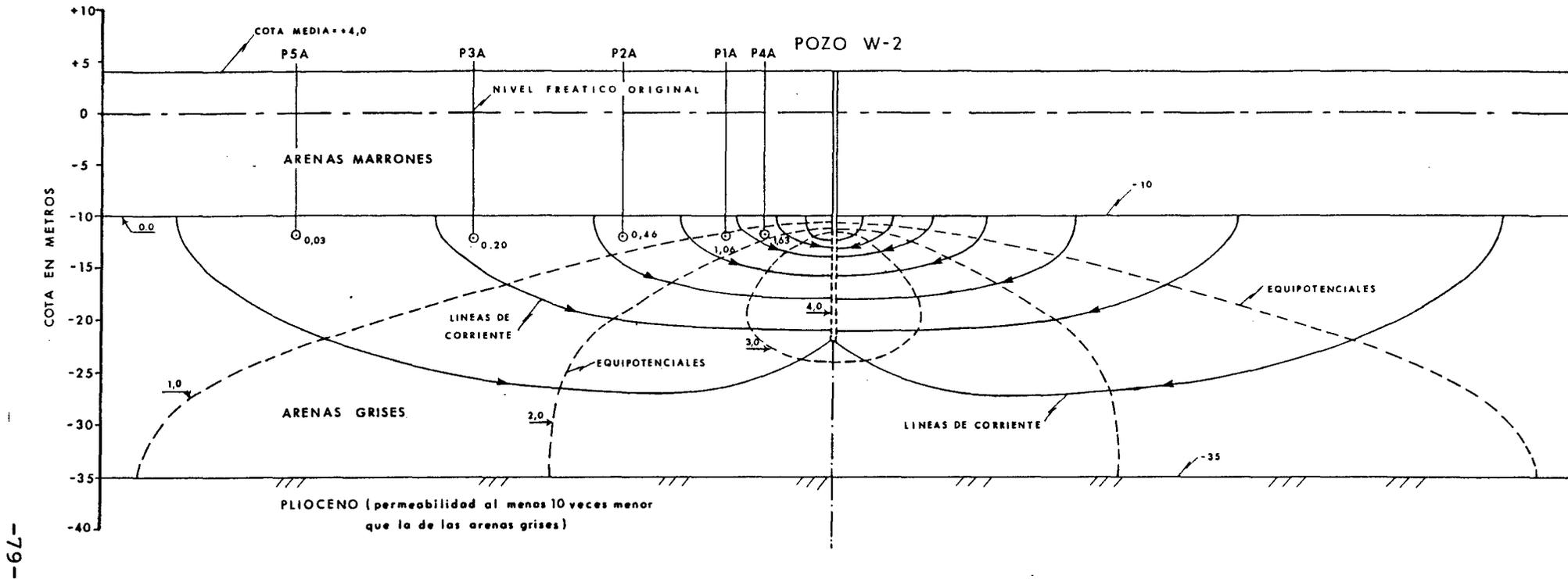


FIGURA 7.5
CORTES DEL TERRENO
SECCIONES A-A' Y B-B'



-79-

HIPOTESIS

1 AL SER LAS ARENAS MARRONES MUCHO MAS PERMEABLES QUE LAS GRISES, SE CONSIDERA QUE ACTUAN COMO UN DEPOSITO DE AGUA. EL PLIOCENO SE SUPONE QUE ES IMPERMEABLE

2 SE HA SUPUESTO QUE LA PERMEABILIDAD HORIZONTAL ES 7 VECES MAYOR QUE LA VERTICAL

CALCULO DE PERMEABILIDAD EFECTIVA

$$K = \frac{Q}{h \times L} \times \frac{N_0}{N_1}$$

Q = caudad bombeado en el ensayo: 10,53 l/s

h = descenso del nivel piezométrico en el pozo (4 m)

L = longitud de influencia del pozo: $L = 2\pi r_0 = 110,47$ m

$$r_0 = r_w + 0,35 (r_0 - r_w) = 17,58$$

$$r_w = \text{radio del pozo (0,125m)}$$

$$r_0 = \text{radio de influencia en el ensayo de bombeo (50 m)}$$

N_0 = número de intervalos entre equipotenciales: 4

N_1 = número de tubos de corriente: 8

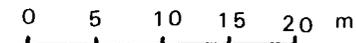
$$K = 1,19 \times 10^{-5} \text{ m/s} = 1,2 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

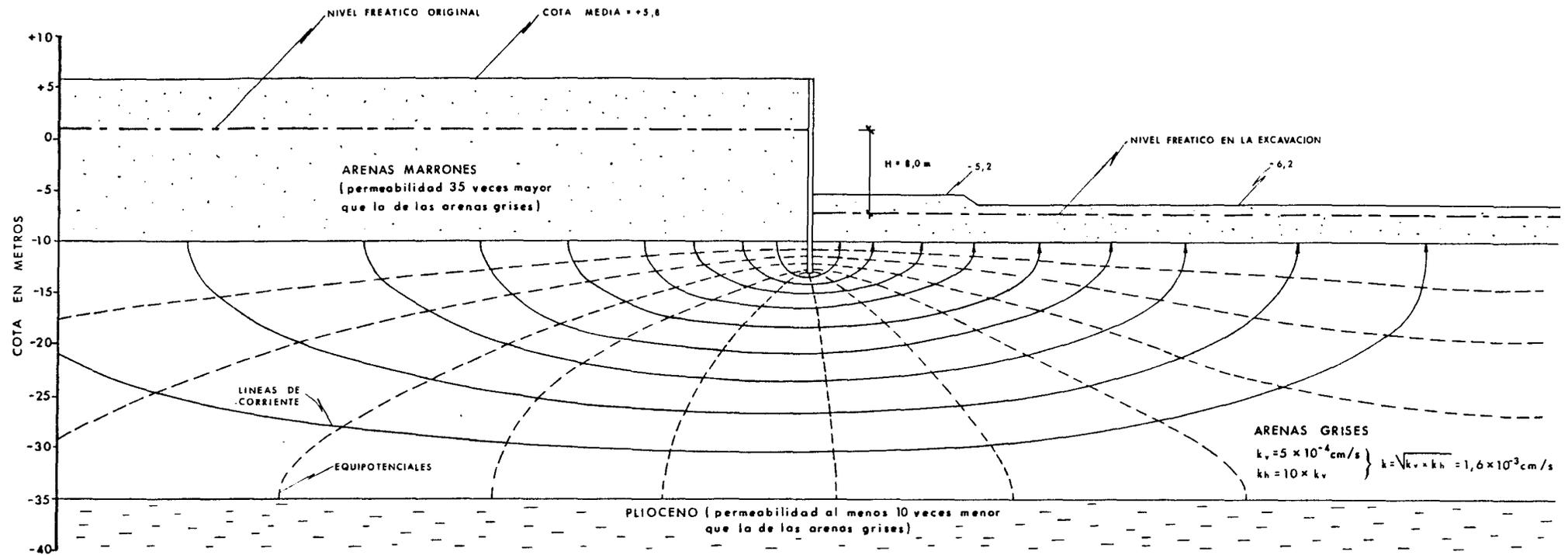
LEYENDA

2,0 DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMETRICO CORRESPONDIENTE A ESA EQUIPOTENCIAL EN METROS

DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMETRICO EN ESE PUNTO EN METROS MEDIDO EN PIEZOMETROS

FIGURA 7.6
RED DE CORRIENTE
BOMBEO EN W-2





HIPOTESIS

1. A EFECTOS PRACTICOS, EL FLUJO DEL AGUA BAJO LA PANTALLA ESTA DETERMINADO POR LAS CARACTERISTICAS DEL ESTRATO DE ARENAS GRISAS. AL SER LAS ARENAS MARRONES SUPRAYACENTES MUCHO MAS PERMEABLES SE CONSIDERA QUE ACTUAN COMO UN DEPOSITO DE AGUA. EL PLIOCENO INFRAYACENTE SE SUPONE QUE ES IMPERMEABLE POR SER SU PERMEABILIDAD AL MENOS 10 VECES MENOR QUE LA DE LAS ARENAS GRISAS.
2. SE SUPONE QUE LA PERMEABILIDAD HORIZONTAL DE LAS ARENAS ES 10 VECES MAYOR QUE LA VERTICAL.

CAUDAL DE FILTRACION POR METRO LINEAL DE RECINTO = $q = kH \frac{N_1}{N_e}$

$k = \text{permeabilidad efectiva} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 1,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

$H = \text{diferencia total de altura piezométrica} = 8,0 \text{ m}$

$N_e = \text{número de intervalos entre equipotenciales} = 12$

$N_1 = \text{número de tubos de corriente} = 10,2$

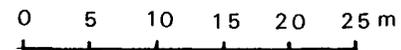
$q = 1,6 \times 10^{-5} \times 8,0 \times \frac{10,2}{12} = 0,0001 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \times \text{m}}$

CAUDAL DE FILTRACION EN TODO EL RECINTO = $Q = q \times L$

$L = \text{Longitud del perímetro} \sim 535 \text{ m}$

$Q = 0,0001 \times 535 = 0,058 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \approx 58 \frac{\text{litros}}{\text{segundo}}$

FIGURA 7.7



RED DE CORRIENTE



FIGURA 7.8. RECUBRIMIENTO IMPERMEABILIZANTE EXTERIOR DE LA PANTALLA

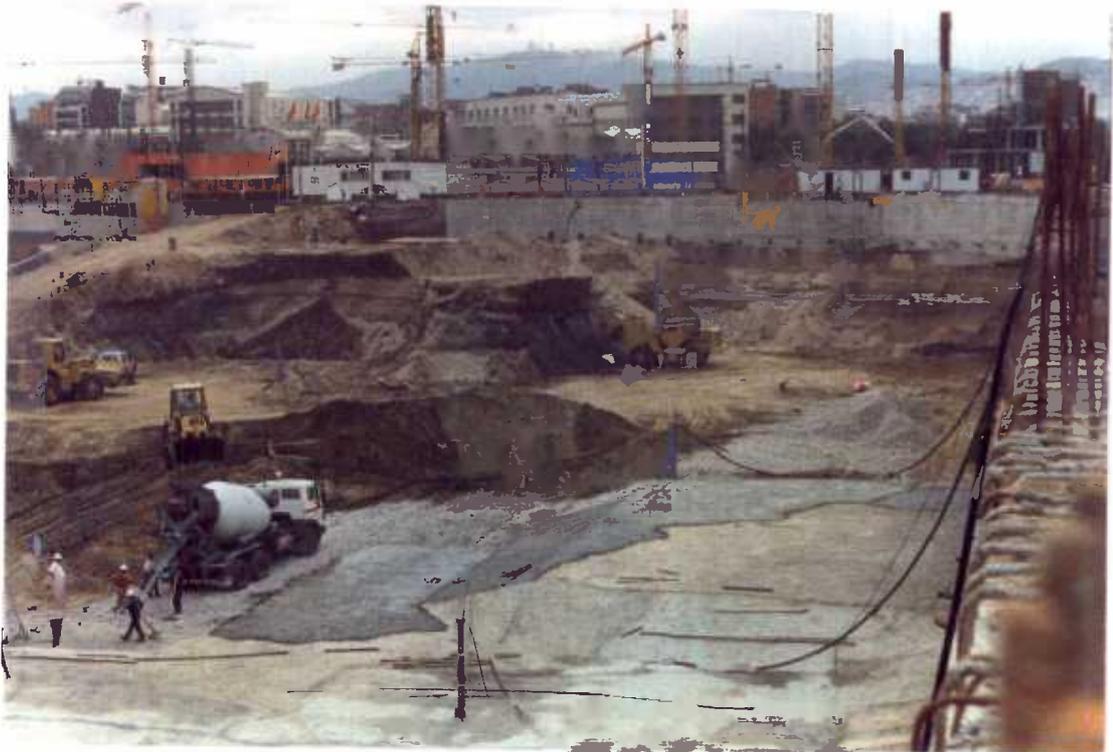
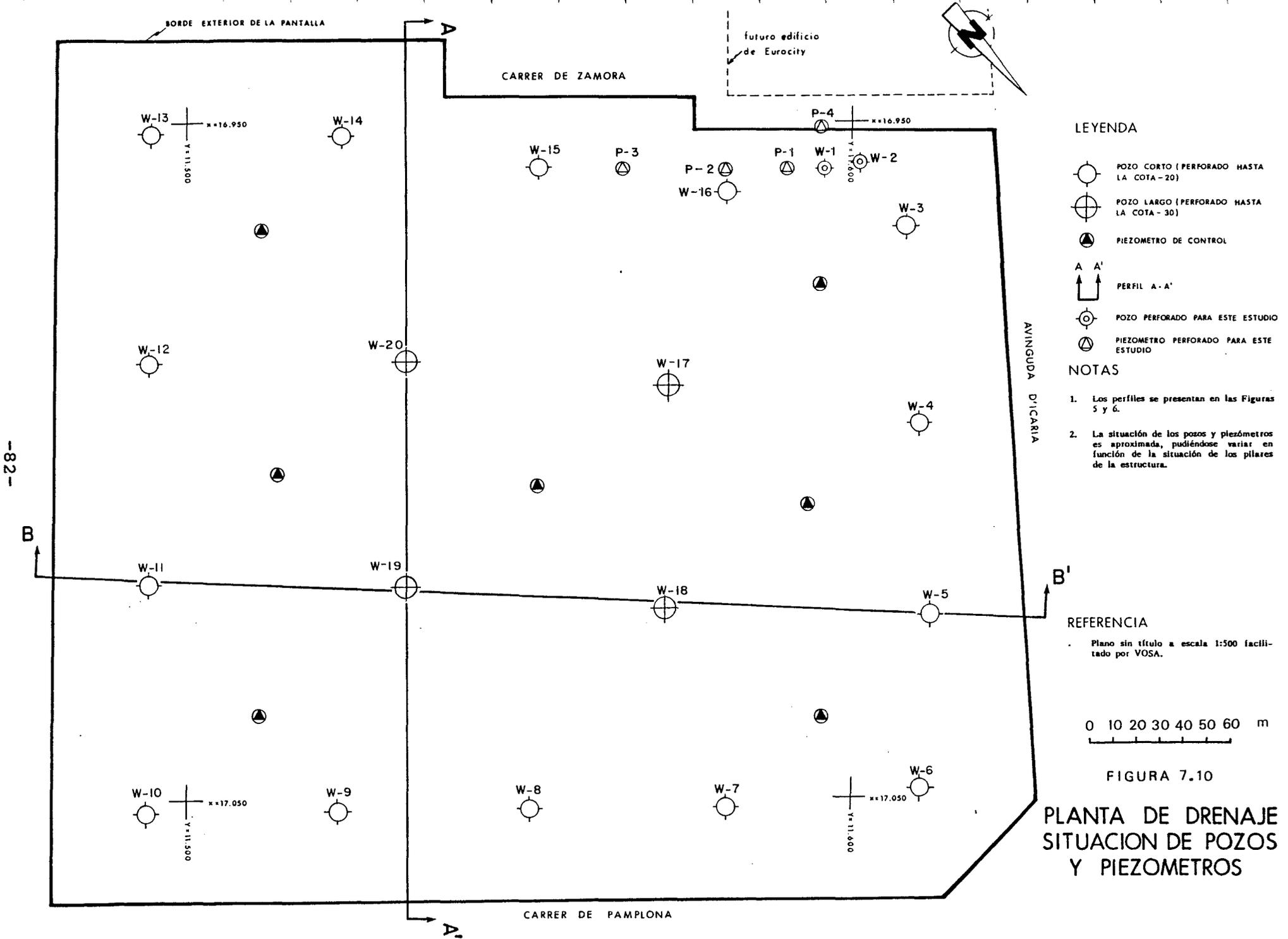


FIGURA 7.9. VISTA DE ALGUNOS DE LOS POZOS



LEYENDA

-  POZO CORTO (PERFORADO HASTA LA COTA -20)
-  POZO LARGO (PERFORADO HASTA LA COTA -30)
-  PIEZOMETRO DE CONTROL
-  A A' PERFIL A-A'
-  POZO PERFORADO PARA ESTE ESTUDIO
-  PIEZOMETRO PERFORADO PARA ESTE ESTUDIO

NOTAS

1. Los perfiles se presentan en las Figuras 5 y 6.
2. La situación de los pozos y piezómetros es aproximada, pudiéndose variar en función de la situación de los pilares de la estructura.

REFERENCIA

Plano sin título a escala 1:500 facilitado por VOSA.

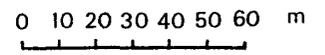
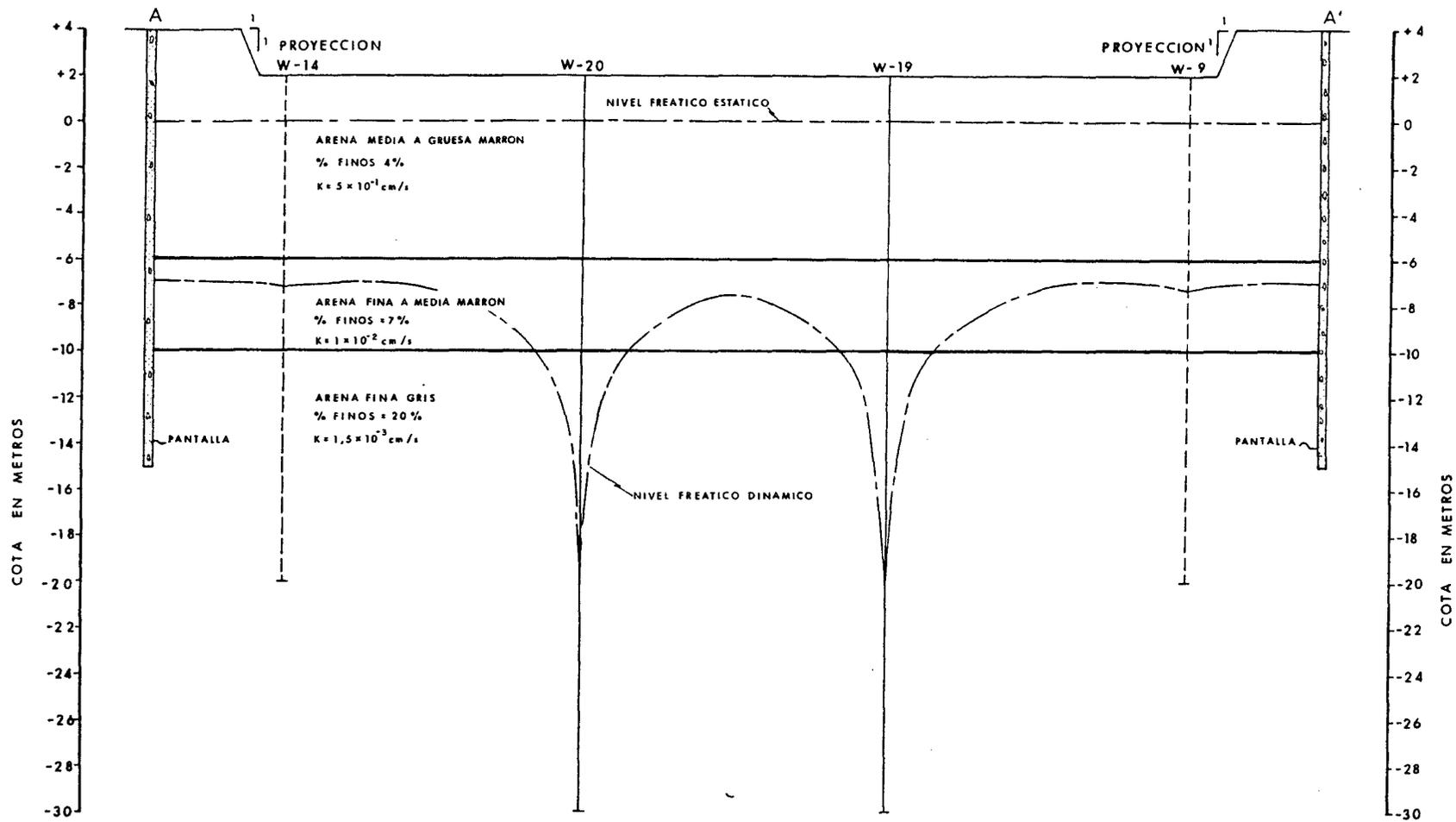


FIGURA 7.10

**PLANTA DE DRENAJE
SITUACION DE POZOS
Y PIEZOMETROS**



NOTAS

- 1.- EN ESTE PERFIL SE MUESTRA LA SITUACION DEL NIVEL FREATICO DINAMICO, UNA VEZ QUE SE ALCANCE EL REGIMEN PERMANENTE, BOMBEO EN LOS 4 POZOS CENTRALES A UN CAUDAL DE 6 l/s Y LOS 14 PERIFERICOS A 2,5 l/s
- 2.- LA SITUACION EN PLANTA DEL PERFIL SE MUESTRA EN LA FIGURA 4

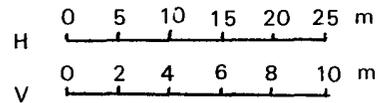
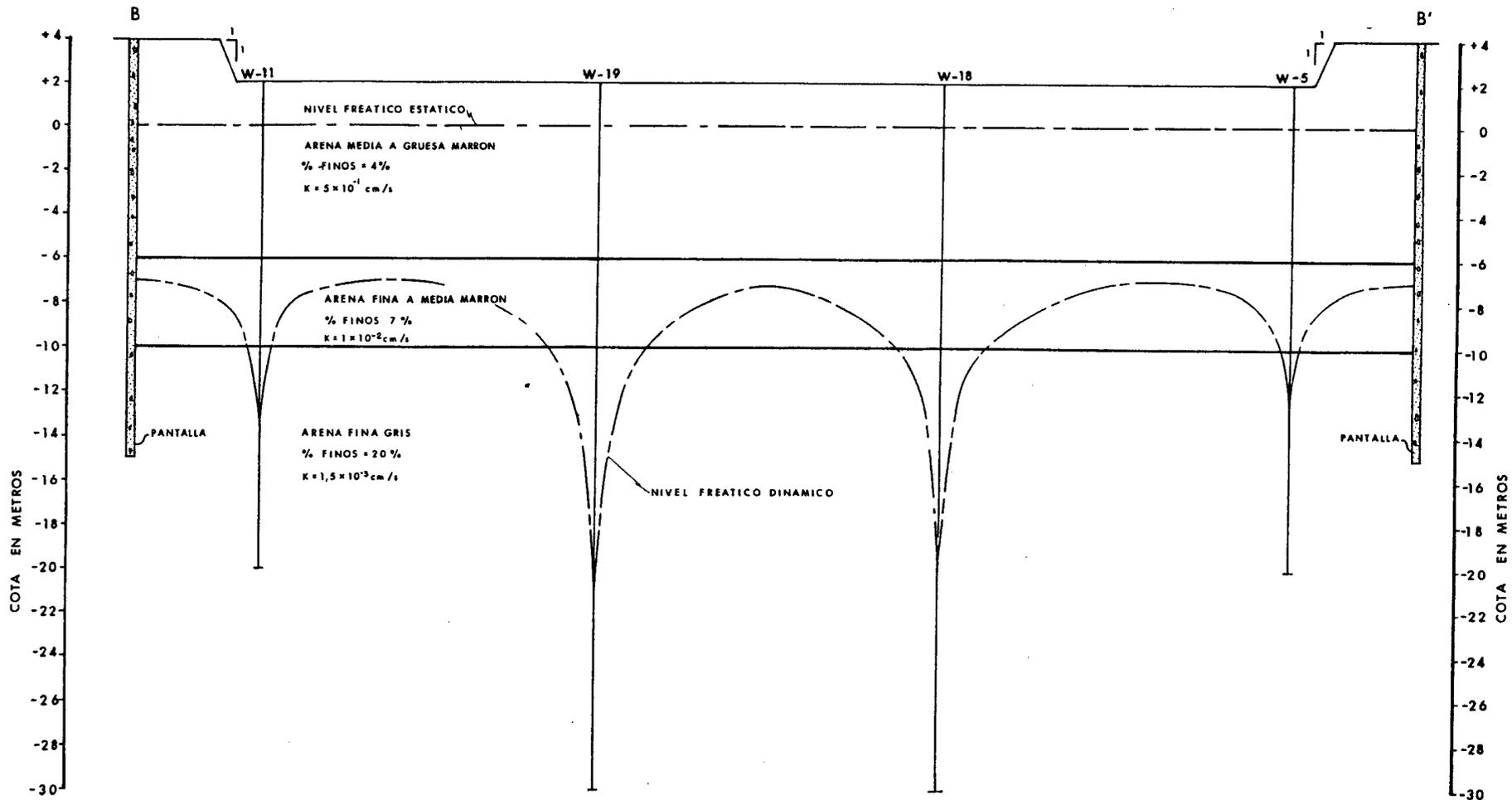


FIGURA 7.11
PERFIL A - A'
DESCENSO DEL NIVEL FREATICO



NOTAS

- 1.- EN ESTE PERFIL SE MUESTRA LA SITUACION DEL NIVEL FREATICO DINAMICO, UNA VEZ QUE SE ALCANZE EL REGIMEN PERMANENTE, BOMBEOANDO LOS 4 POZOS CENTRALES A UN CAUDAL DE 6 l/s Y LOS 14 PERIFERICOS A 2,5 l/s
- 2.- LA SITUACION EN PLANTA DEL PERFIL SE MUESTRA EN LA FIGURA 4

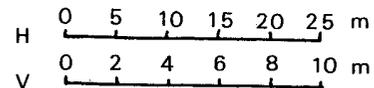
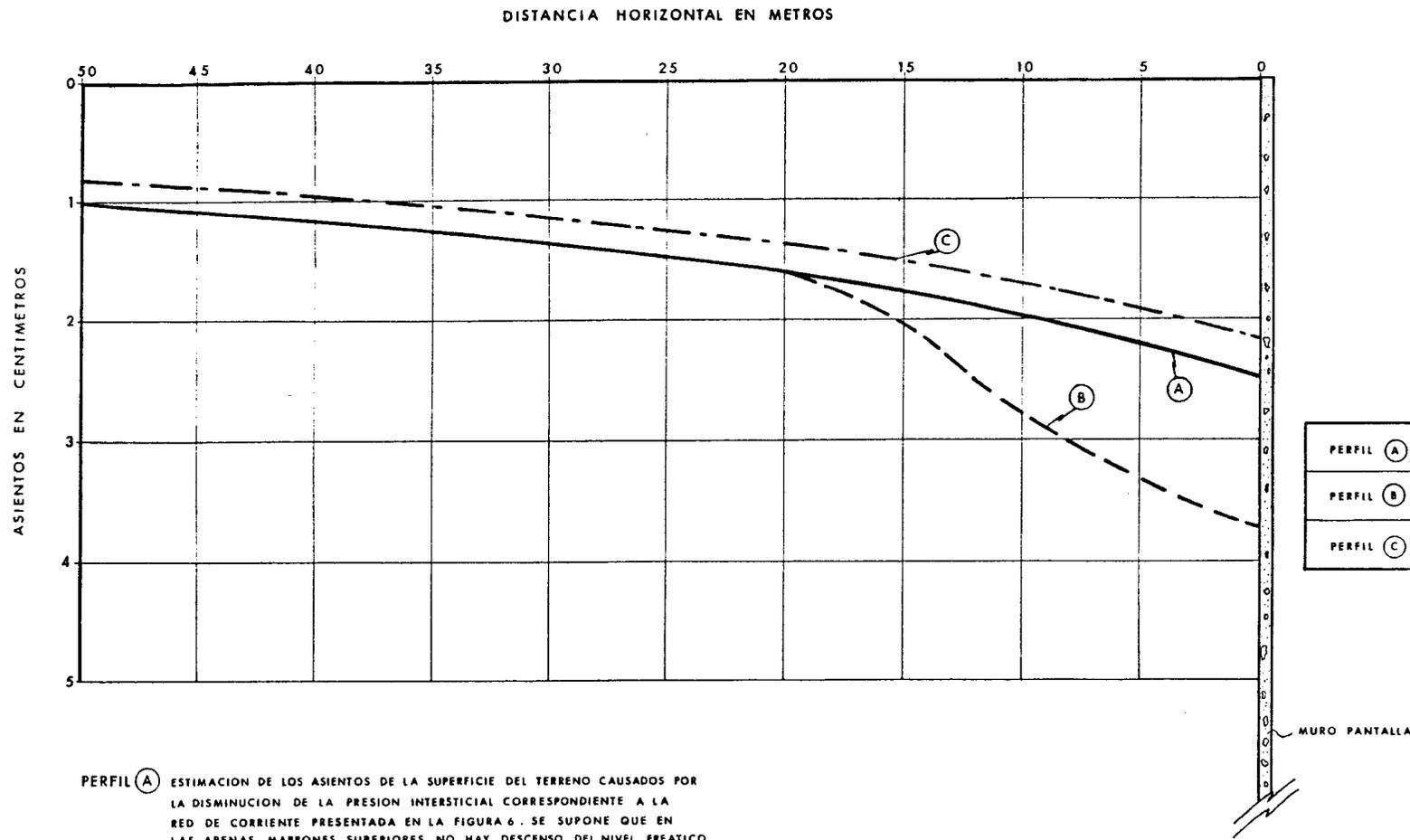


FIGURA 7.12
 PERFIL B - B'
 DESCENSO DEL NIVEL FREATICO



DISTORSIONES ANGULARES					
INTERVALOS DE DISTANCIA HORIZONTAL (m)					
	0-5	5-10	10-15	15-20	20-30
PERFIL A	1:1667	1:2272	1:2174	1:3333	1:4000
PERFIL B	1:1220	1:943	1:676	1:1162	1:4000
PERFIL C	1:2000	1:2500	1:2500	1:3333	1:5000

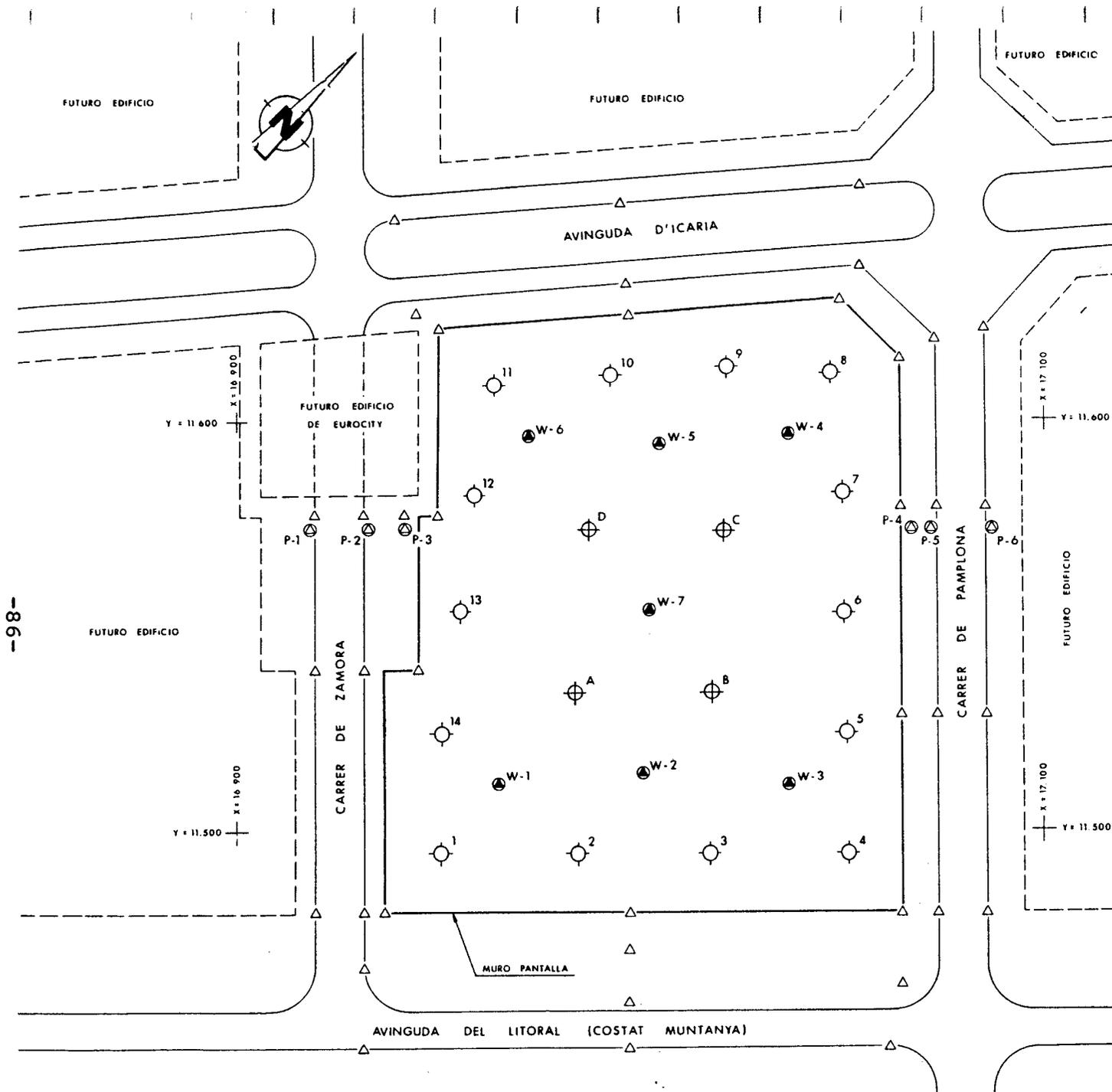
PERFIL A ESTIMACION DE LOS ASIENTOS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO CAUSADOS POR LA DISMINUCION DE LA PRESION INTERSTICIAL CORRESPONDIENTE A LA RED DE CORRIENTE PRESENTADA EN LA FIGURA 6. SE SUPONE QUE EN LAS ARENAS MARRONES SUPERIORES NO HAY DESCENSO DEL NIVEL FREATICO.

PERFIL B ESTIMACION DE LOS ASIENTOS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO CAUSADOS POR LA DISMINUCION DE LA PRESION INTERSTICIAL DE LAS ARENAS GRISES CORRESPONDIENTE A LA RED DE CORRIENTE DE LA FIGURA 6 MAS EL EFECTO DE UN DESCENSO LINEAL DEL NIVEL FREATICO EN LAS ARENAS MARRONES DE DOS METROS EN EL BORDE DEL MURO Y CERO A VEINTE METROS DE DISTANCIA.

PERFIL C ESTIMACION DE LOS ASIENTOS DEL TERRENO BAJO LA COTA - 15 CAUSADOS POR LOS MISMOS EFECTOS QUE PARA LOS PERFILES A Y B.

FIGURA 7.13
ASIENTOS EN EL EXTERIOR
DEL RECINTO

SIN ESCALA



-98-

LEYENDA

-  3 POZO CORTO (LONGITUD DE CONSTRUCCION 22 METROS)
-  A POZO LARGO (LONGITUD DE CONSTRUCCION 32 METROS)
-  W-5 PIEZOMETRO SIMPLE PARA CONTROL EN EL INTERIOR DEL RECINTO
-  P-2 PIEZOMETRO DOBLE PARA CONTROL EN EL EXTERIOR DEL RECINTO
-  HITOS PARA CONTROL TOPOGRAFICO (A CONSTRUIR)

NOTAS

- 1.- LA SITUACION DE LOS POZOS Y PIEZOMETROS ES APROXIMADA
- 2.- LOS POZOS Y PIEZOMETROS DEL INTERIOR DEL RECINTO SE PERFORARON CUANDO EL TERRENO SE ENCONTRABA APROXIMADAMENTE ENTRE LAS COTAS 0 Y +2.

REFERENCIA

PLANO SIN TITULO A ESCALA 1:500 FACILITADO POR VOSA.

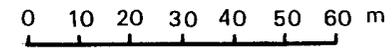
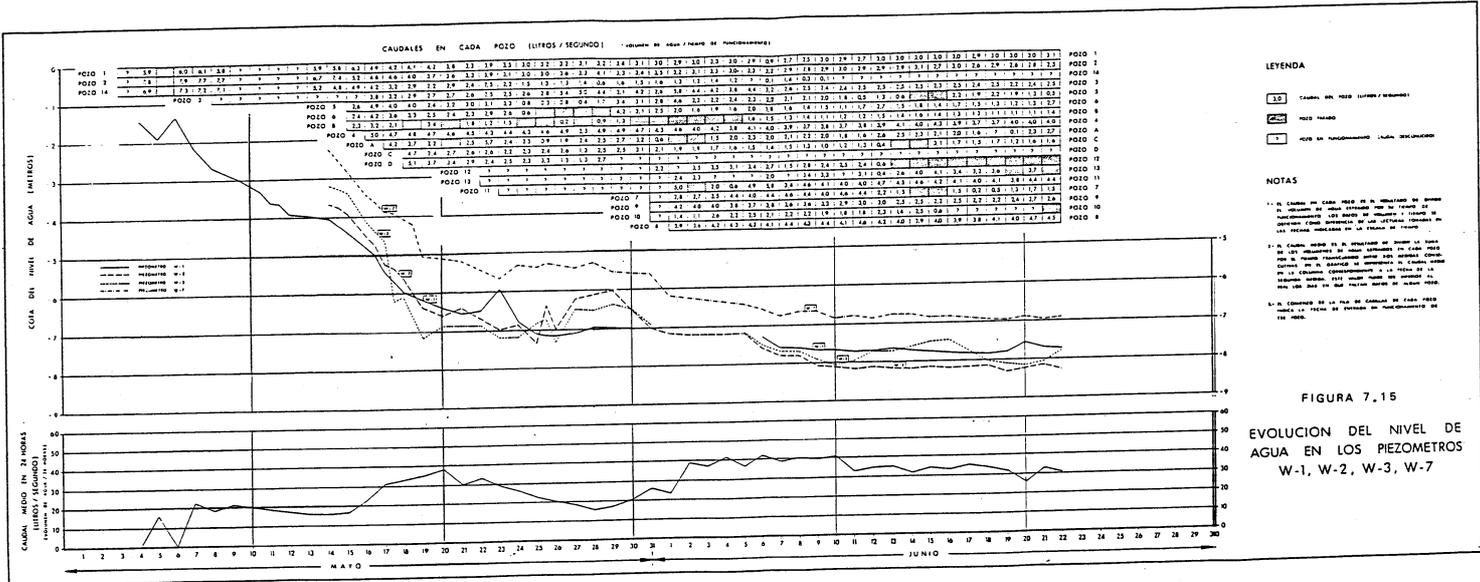


FIGURA 7.14
PLANTA GENERAL



LEYENDA

CAUDAL EN POZO (LITROS / SEGUNDO)
 NIVEL MEDIO

NOTAS

1. El Caudal en Cada Pozo es el resultado de promediar el caudal en una estación con un periodo de funcionamiento de 24 horas. El promedio se calcula como promedio aritmético de los caudales obtenidos en las horas indicadas en la Tabla de Datos.

2. El Caudal Medio en 24 Horas es el promedio de los caudales en una estación con un periodo de funcionamiento de 24 horas. El promedio se calcula como promedio aritmético de los caudales obtenidos en las horas indicadas en la Tabla de Datos.

3. El Caudal Medio en 24 Horas es el promedio de los caudales en una estación con un periodo de funcionamiento de 24 horas. El promedio se calcula como promedio aritmético de los caudales obtenidos en las horas indicadas en la Tabla de Datos.

FIGURA 7.15
EVOLUCION DEL NIVEL DE AGUA EN LOS PIEZOMETROS W-1, W-2, W-3, W-7

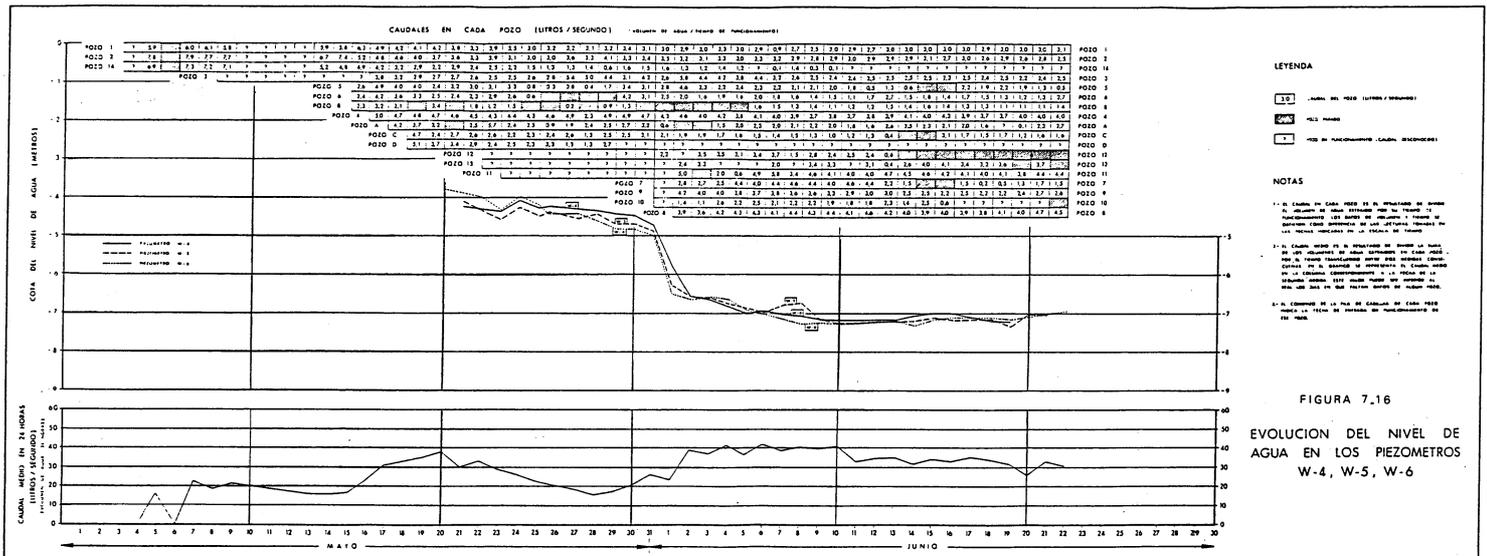


FIGURA 7.16
EVOLUCION DEL NIVEL DE AGUA EN LOS PIEZOMETROS W-4, W-5, W-6



FIGURA 7.17. COLOCACION DE UNA BOMBA EN UN POZO



FIGURA 7.18. DETALLE DE UNA DE LAS BOMBAS INSTALADAS EN LOS POZOS

7.2. PROBLEMATICA DE LA CONSTRUCCION DE PRESAS EN REGIONES KARSTICAS

7.2.1. PLANTEAMIENTO DE LA CUESTION

En el aprovechamiento de un río cualquiera y según el programa hidráulico a desarrollar, el ingeniero selecciona los lugares más adecuados en principio para la construcción de una presa en base a tres grandes premisas:

- 1ª Que la estrechez de la cerrada sea máxima, de suerte que el volumen ocupado por el cuerpo de la presa, así como su coste de construcción, sean mínimos.
- 2ª Que la roca de los estribos sea capaz de soportar las cargas transmitidas por la presa en cuestión bajo cualquier condición de llenado del embalse.
- 3ª Que la impermeabilidad de la roca de la cerrada sea la suficiente como para permitir el embalsado del agua una vez construida la presa.

Las regiones kársticas, constituidas esencialmente por calizas y rocas afines, presentan los emplazamientos topográficamente más tentadores para construir presas, ya que dichas rocas cumplen holgadamente la combinación de las dos primeras premisas citadas.

Sin embargo, la tercera condición la cumplen tan pobremente, debido a la karstificación, que la función buscada en la construcción de la presa puede quedar invalidada y la inversión perdida.

En España, donde se cuenta con una vasta experiencia hidráulica, ya que se han construido hasta la fecha más de 1.000 presas, estos problemas no podían dejar de presentarse. Así, ejemplos tales como Contreras, Camarasa, Canelles, Montejaque, Tous, Alcorlo... representan la cabeza de un largo etcétera que demuestra tanto la importancia socioeconómica del problema como la posibilidad de acumular experiencia para resolverlo.

Por dicha razón, se recurre a las técnicas de impermeabilización, a base de inyectar lechadas de cemento, con las que consigue en algunos casos cortar las fugas de agua en el macizo, pero a un nivel de costos y plazos de ejecución tales que habitualmente rebasan con creces las predicciones más pesimistas.

Para soslayar estos problemas, los ingenieros proyectistas han desarrollado un lógico mecanismo de autodefensa, de resultados del cual tratan de evitar que la cerrada de la presa en cuestión se emplace en una zona kárstica, y cuando no hay otro remedio, estiman una partida alzada para trabajos de inyección, cuya valoración no siempre está fundamentada en un adecuado estudio del karst de la cerrada, sino que se apoya, a veces, en la extrapolación de algún otro ejemplo conocido que no tiene por qué ser similar, como la realidad, a posteriori, casi siempre lo

demuestra.

La base del problema radica en numerosas ocasiones en el insuficiente conocimiento que del karst se tiene.

Las calizas, rocas donde el karst se desarrolla preferentemente, son impermeables en su masa, pero permeables a través de sus fisuras interconectadas, por lo que el agua puede penetrar a su través circulando endorreicamente.

Se puede considerar el proceso de karstificación, que genera el karst, como la ampliación de fisuras por disolución, gracias a la acción del agua, pero realizada de manera selectiva a tenor de la distribución local de gradientes hidráulicos, en el sentido de que las fisuras mayores se desarrollarán preferentemente con detrimento de las más pequeñas. El resultado es la instalación de una red de conductos de drenaje o cavernas discreto, pero de altísima transmisividad.

Se puede entender el karst como la organización de un acuífero subterráneo, en el sentido de que se puede determinar: la zona de alimentación, donde el agua se pierde en el terreno, la región de circulación, donde se emplaza la red de conductos de drenaje, y la zona de evacuación, donde se sitúan los manantiales. Dicho acuífero se halla interrelacionado con la red fluvial exterior en cuyos cañones kársticos se puede emplazar una presa; por todo ello resulta evidente que un estudio hidrogeológico previo del referido acuífero se hace imprescindible.

Las direcciones de drenaje kárstico principales se instalan según planos ortogonales a los esfuerzos de tracción (σ_3) sufridos por el macizo, por lo que resulta imprescindible la realización previa de estudios de geología estructural para determinar tanto las fases tectónicas habidas, como sus correspondientes elipsoides de esfuerzo y ejes de deformación, que permitan predecir las referidas direcciones de drenaje (ver figura 7.20).

La evolución de la red de drenaje fluvial exterior y subsiguiente encajamiento de los cañones kársticos intersecta la red de conductos del acuífero kárstico existente, y los descensos del nivel freático así generados condicionarán el abandono por el agua de la red situada sobre él, cuyo estudio debe abordarse siempre, antes de construir la presa, mediante un reconocimiento directo, es decir, espeleológico, permitiendo así, gracias al estudio de determinadas formas subterráneas, determinar el sentido de circulación del agua en la red kárstica.

Si se aplican todos estos planteamientos a los ejemplos que se brinden, se comprende que la predicción de fugas y su corrección en las presas construidas en zonas kársticas no es tan aleatoria e impredecible como a primera vista pudiera resultar, sino que se halla sujeta a determinadas leyes que dimanen tanto de la propia organización del acuífero kárstico como de su evolución en el tiempo. Leyes a cuya comprensión, en suma, sólo podremos llegar tanto profundizando en el estudio de la dinámica evolutiva del karst, como estudiando su comportamiento en las operaciones de

impermeabilización, especialmente en los casos donde se haya alcanzado el éxito.

7.2.2. LAS OPERACIONES DE IMPERMEABILIZACION

Consisten, en esencia, en la ejecución de una pantalla de inyecciones en la roca de los estribos destinada a cortar las fugas de agua, tanto reales como potenciales.

Para que dicha operación se realice racionalmente, debe planearse cuidadosamente, ya que, por el propio carácter de las inyecciones siempre existe el riesgo de provocar excesivas admisiones que sitúen las lechadas lejos de los lugares previstos, resultando el trabajo realizado tan costoso como inoperante.

Para evitar estos problemas, se utiliza el procedimiento de inyección por autocontrol, "Self Control Grouting Job" (figura 7.21), que consta esencialmente de las siguientes operaciones:

- a) Se excavan en la roca de los estribos galerías paralelas entre sí a diferentes cotas, que servirán para perforar los sondeos de inyección de la pantalla de impermeabilización. La disposición de dichas galerías dependerá tanto de la posición de la presa como de la situación del terreno impermeable subyacente.
- b) En cada galería se perforan sondeos verticales a intervalos modulares (vgr. \pm 8 metros), cuya profundidad será la suficiente para solapar, en el paramento de aguas arriba, la galería inmediatamente inferior o para penetrar en el terreno impermeable si la galería en cuestión es la más baja.
- c) Cada sondeo se inyecta de abajo hacia arriba, en tramos cortos de \pm 5 metros, previamente aislados entre dos obturadores, dándose por terminado el tramo cuando haya presión de rechazo (figuras 7.22 y 7.23).
- d) Una vez inyectada la primera fila de sondeos, se perfora intercalando otra nueva serie de ellos en la misma fila, reduciendo, por consiguiente, a la mitad el intervalo entre sondeos e inyectándolo de la misma manera.
- e) Si estas operaciones se realizan con cierto nivel de embalse, deberán controlarse aguas abajo de la presa los caudales drenados por los manantiales para conocer sus variaciones de caudal a tenor del progreso de las operaciones de inyección.
- f) Se perfora intercalando otra nueva serie de sondeos en la misma fila, es decir, reduciendo nuevamente el intervalo a la mitad, comprobando en los testigos extraídos si existe cemento en las fisuras, lo que nos indicaría la penetración de la inyección en ellas y se les inyecta de la misma manera.

- g) Se controla en cada caso la cantidad inyectada en cada tramo de sondeo, comprobando como va disminuyendo la admisión en kilogramos de materia seca inyectada (MSI) por metro lineal, según vamos cerrando el intervalo entre sondeos, lo que demuestra que los bulbos de la inyección empiezan a solaparse y, por consiguiente, la pantalla de impermeabilización a constituirse.
- h) En general, una fila de sondeos forma la pantalla cuando los intervalos finales entre sondeos queden reducidos de 1 a 2 metros. Sin embargo, siempre habrá lugares singulares concretos que conserven admisiones altas que nos indicarán la existencia de conductos o fallas principales por las que se realiza el drenaje kárstico (figura 7.24). En estos puntos singulares se deberá duplicar o triplicar las filas de tratamiento, cerrar el intervalo entre ellos e, incluso, rellenar de árido el hueco cuando sea necesario, antes del tratamiento hasta lograr cerrar.
- i) Las lechadas de inyección y más concretamente sus características, tanto físico-químicas como reológicas, que algunas veces son objeto de patentes, constituyen el capítulo más delicado de la inyección, y sus dosificaciones habrán de programarse para alcanzar una resistencia y deformabilidad suficientes para soportar los gradientes hidráulicos generados por el embalse.
- j) Se deberá disponer de una serie de lechadas de viscosidades variables, procediendo siempre a inyectar partiendo de las más fluidas hacia las más viscosas, limitando racionalmente la admisión de cada una de ellas si no se produce el cierre.
- k) Como discriminante para elegir la lechada inicial al inyectar un tramo dado, utilizaremos los valores de permeabilidad medidos mediante ensayos Lugeón realizados previamente con agua, de manera que la lechada más fluida corresponda a los valores más bajos y viceversa.

Al proceder de esta manera, se observa que las admisiones en kg/ml de MSI van disminuyendo según se va completando la pantalla de inyecciones, de manera que ella misma sirve de indicativo de la calidad del trabajo que se efectúa, resultando en definitiva como índice indicativo correcto del grado de fisuración o karstificación del macizo rocoso tratado la admisión en kilogramos de MSI por metro cuadrado de pantalla.

La información contenida en las operaciones de inyección racionalmente ejecutadas resulta de importancia vital, tanto para comprender mejor el problema de las fugas debidas a la impostación del karst, como para pretender su valoración económica a priori, es decir, antes de la construcción de la presa.

Así, por ejemplo, el carácter discreto y selectivo del karst muestra que:

1. Los puntos singulares de grandes fugas son poco numerosos,

en general de 2 a 4 por estribo, por lo que no es de extrañar que los sondeos de reconocimiento previos no los detecten.

2. La admisión en el conjunto de dichos puntos singulares con respecto a la totalidad de la pantalla suele fluctuar entre el 30 y el 65 por 100 de la cantidad global de MSI inyectada.
3. Las admisiones en dichos puntos singulares suelen oscilar entre:

2.000 - 3.000 kg/m² de MSI

llegando excepcionalmente a rebasar 5.000 kg/m².

4. El resto de la pantalla suele presentar admisiones medias contenidas en el intervalo de:
30 - 50 kg/m² de MSI.

5. Los valores de admisiones medias en pantalla terminada oscilan:

a) En el caso de calizas puras masivas de 300 a 450 kgr/m² de MSI,

b) En alternancias de calizas tableadas y margas de 100 a 150 kgr/m² de MSI,

ya que es menor el número de puntos singulares, o su carácter se presenta más difuso.

El problema de fugas por karst planteado se refiere al caso más común de fugas definibles como instantáneas, es decir, que funcionan cuando entran en carga (figuras 7.25 y 7.26).

Mención aparte merecen las fugas diferidas motivadas por la extrusión de rellenos kársticos que aparecen incluso mucho tiempo después del llenado "normal" del embalse.

7.2.3. LOS RELLENOS KARSTICOS Y EL PALEOKARST

En la evolución geodinámica de un karst cuando los gradientes hidráulicos naturales disminuyen a tenor del descenso del nivel freático, la circulación hídrica por la red de conductos se **ralentiza**, dando lugar a la deposición de sedimentos cada vez más finos que pueden llegar a colmatarlos.

En circunstancia, asociada a veces a la presencia de mineralizaciones en los casos evidentes de existencia de paleokarst, plantea una problemática muy particular frente a la construcción de presas, especialmente cuando dichos rellenos son de naturaleza arcillosa.

Los rellenos estudiados por difracción de rayos X en los karst de las cerradas de algunas presas españolas, Tous y Alcorlo entre ellas, se ha encontrado la existencia mayoritaria de illita, en

algunos casos acompañada de caolinita o clorita, y siempre, aunque en menor proporción, montmorillonita.

El comportamiento geomecánico que resulta de dicha composición mineralógica es la gran variación de la resistencia a esfuerzo cortante de los referidos rellenos en función de su diferente humedad natural o, si se prefiere, de su índice de fluidez.

Efectivamente, si en general la resistencia al corte para humedades próximas al límite plástico del relleno está comprendido entre valores de:

0,6 a 1,3 kgr/cm²,

dicho valor se reduce de 70 a 100 veces cuando su humedad se aproxima al límite líquido.

Resulta evidente que tras el llenado del embalse el contacto del agua con dichos rellenos provocará primero su saturación y posteriormente su extrusión y lavado si los gradientes hidráulicos actuantes son de suficiente magnitud, produciendo en definitiva las fugas diferidas por el mecanismo citado.

Para obviar dicho riesgo, es recomendable:

- a) Durante la ejecución de la pantalla, proceder al lavado enérgico del relleno de las fisuras por circulación de agua, antes de la inyección,
- b) Cuando desde el vaso se tenga acceso directo a las cavernas, proceder a la excavación del relleno y posterior reemplazamiento por un tapón de hormigón (figuras 7.27 y 7.28).

7.2.4. SUGERENCIAS PARA RESOLVER LOS PROBLEMAS

A tenor de las ideas barajadas en las presentes líneas, el problema de las fugas al construir presas en zonas kársticas puede ser oportunamente evaluado en cada caso desarrollando el siguiente programa:

1. Antes de la construcción de la presa, ampliar el reconocimiento geológico habitual de manera que se contemple:
 - 1.1. Un estudio litológico y estructural que defina tanto los niveles susceptibles de karstificarse como los esfuerzos y deformaciones sufridos por el macizo rocoso para predecir las direcciones de circulación kárstica (figuras 7.29 y 7.30).
 - 1.2. Un reconocimiento directo y cartografía de las cavernas existentes, destinado a conocer tanto los sentidos de circulación del agua como las características geomecánicas y litológicas de sus rellenos.
 - 1.3. Una estimación hidrogeológica del funcionamiento del acuífero en condiciones naturales, es decir, previas a

las que generará la presa, destinado a conocer la transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S , para lo que será necesario que los sondeos de reconocimiento destinados principalmente a definir las condiciones de cimentación investiguen también el espesor de las rocas karstificables, tanto en la cerrada como en los estribos.

- 1.4. En definitiva, definir la superficie de la pantalla de impermeabilización a ejecutar, bajo consideraciones geológicas, no simplemente geométrica, cuya disposición y eficacia dependerá de los resultados precedentes.
2. Durante la fase de construcción de la presa, se deberá proceder a:
 - 2.1. Ejecutar la pantalla de inyección definida anteriormente, teniendo en cuenta las consideraciones descritas y las siguientes.
 - 2.2. Ejecutar una red de piezómetros aguas abajo de la cerrada, para control futuro de la calidad de la impermeabilización.
3. Durante la fase de embalsado y después del llenado:
 - 3.1. Reinyección de los puntos singulares conflictivos o de máximas admisiones, ya que los nuevos gradientes hidráulicos provocados por el embalse ayudarán al lavado de los rellenos arcillosos.
 - 3.2. Aforo sistemático de las surgencias que aparezcan aguas abajo de la cerrada y contrastarlas con los niveles de agua en el embalse.
 - 3.3. Control sistemático de la red de piezómetros y contraste del mapa de isopiezas con el nivel del agua en el embalse.
4. En el caso de existencia de paleokarst o riesgo de extrusión de los rellenos arcillosos, susceptibles de provocar la aparición de fugas con carácter diferido en el tiempo y de difícil predicción "a priori", es recomendable mantener el control sugerido en el punto 3, durante largo tiempo, y en el caso de aparición de fugas, proceder en consecuencia.

En algunos casos, el reconocimiento geológico indicado podría mostrarnos que la profundidad de la pantalla teórica a ejecutar bajo la presa fuera excesiva, haciendo inviable la impermeabilización total.

En estos casos, algunos países, India y Yugoslavia, han procedido cuando las circunstancias lo requerían a la construcción de "presas permeables", donde la pantalla de impermeabilización programada a una profundidad dada no alcanzaba el terreno impermeable y cubriendo únicamente la función de reducir los gradientes hidráulicos creados por el embalse.

Los beneficios así generados se proyectaban preferentemente en:

- a) Favorecer la recarga de los acuíferos y, por ende, abaratar la explotación de los pozos de bombeo.
- b) Mantener altos los niveles piezométricos durante una época más duradera del ciclo, reduciendo la habitual aridez de las regiones limítrofes.
- c) Favorecer los programas de aprovechamiento integral de recursos hidráulicos (aguas subterráneas y superficiales), que supone una de las etapas más importantes a cubrir frente a un programa racional de ordenación territorial cuando de regiones kársticas se trate.



FIGURA 7.19. VISTA GENERAL DE LA PRESA DE CANELLES



FIGURA 7.20. PREDICCIÓN ESTADÍSTICA DE LAS DIRECCIONES MAS PROBABLES DE APARICION DE FUGAS

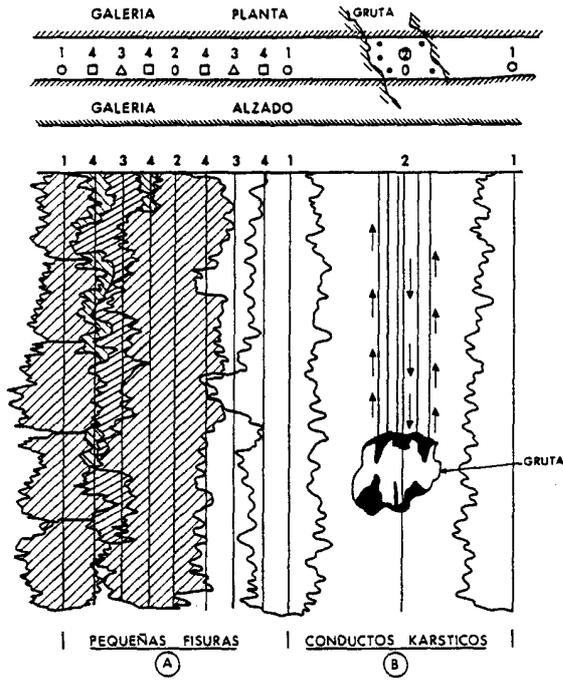


FIGURA 7.21. SELF CONTROL GROUTING OPERATION

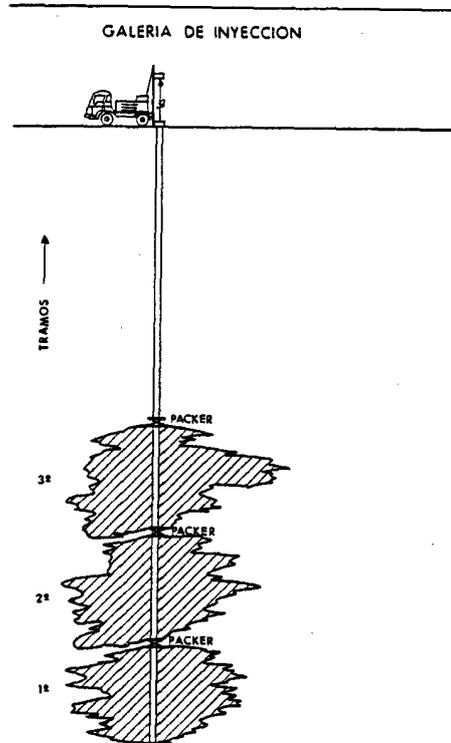


FIGURA 7.22. INYECCION POR TRAMOS ASCENDENTES

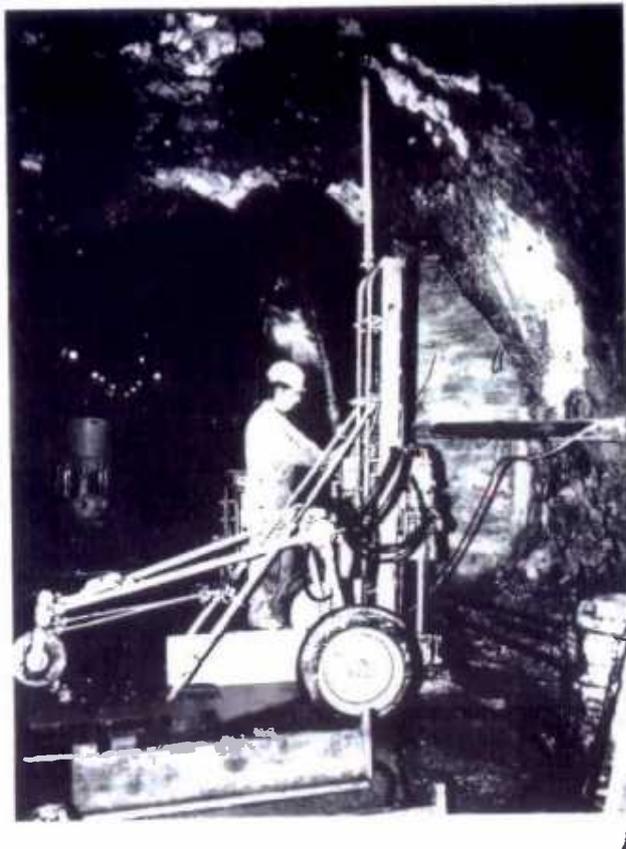


FIGURA 7.23. PERFORACION DESDE GALERIA

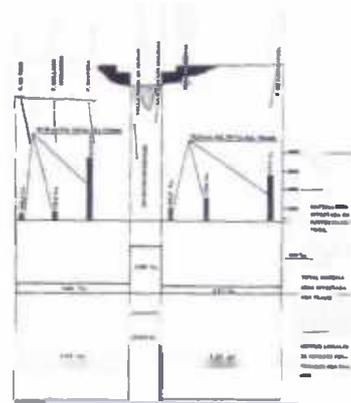


FIGURA 7.24. SINGULARIDAD DE LA INYECCION.
EN PUNTOS SINGULARES ADMISIONES
MAYORES QUE EN EL RESTO

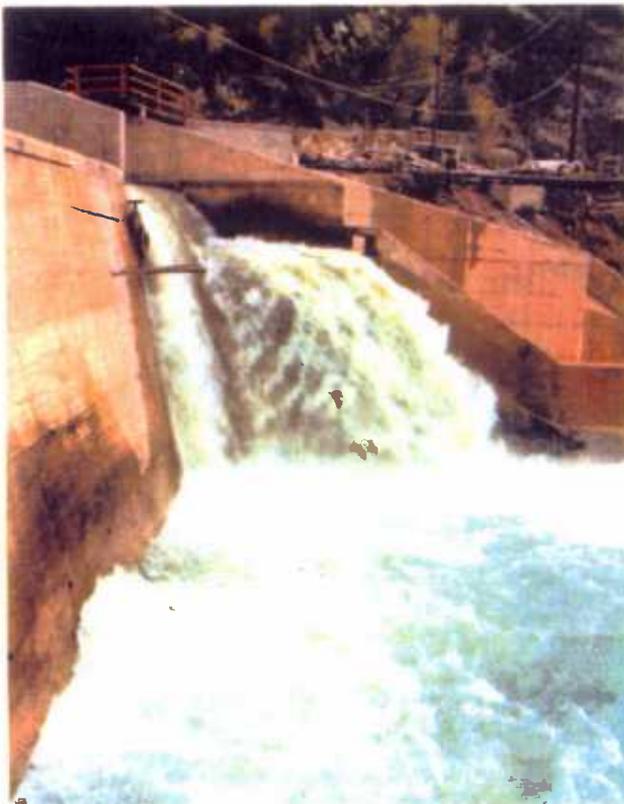


FIGURA 7.25. FUGA EN UN ESTRIBO DE LA PRESA,
A MITAD DE CAPACIDAD DE EMBALSE

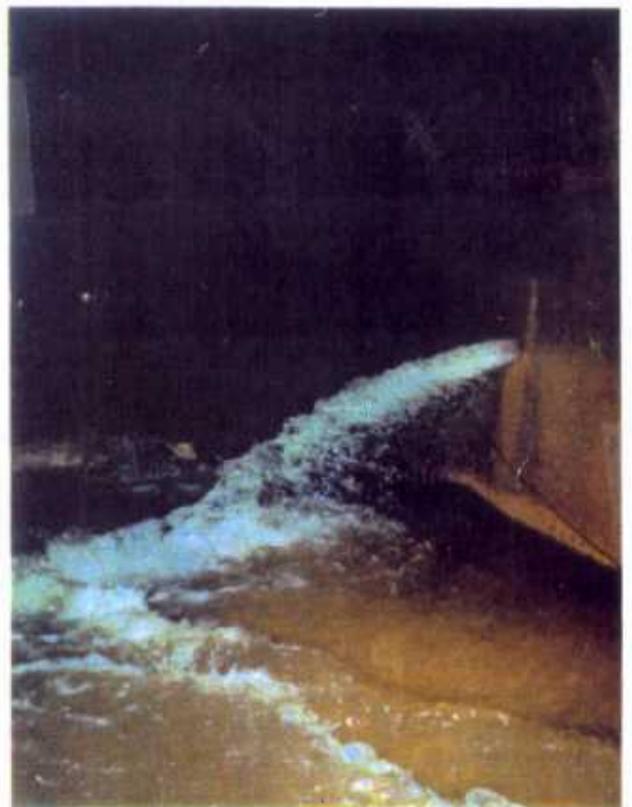


FIGURA 7.26. FUGA EN UNA DE LAS GALERIAS DURANTE
LOS TRABAJOS DE INYECCION



FIGURA 7.27. DESESCOMBRO, EN EL VASO DE LA PRESA, JUNTO A UN ESTRIBO, DE RELLENOS KARSTICOS CONSTITUIDOS POR ARCILLAS. EN LA PARTE ALTA DE LA EXCAVACION SE OBSERVA LA PRIMITIVA ENTRADA DE LA CUEVA



FIGURA 7.29. ESPEJO DE FALLA DE DESGARRE EN EL ESTRIBO IZQUIERDO DEL TUNEL DE DESVIO



FIGURA 7.28. CAMARA KARSTICA EN EL INTERIOR DEL ESTRIBO DERECHO DE UNA PRESA, APARECIDA AL EXCAVAR LOS RELLENOS ARCILLOSOS



FIGURA 7.30. FUGA APARECIDA EN LA PROLONGACION DEL ESPEJO DE FALLA DEL TUNEL DE DESVIO

7.3. CORRECCION DE LADERAS ARCILLOSAS MEDIANTE LA EJECUCION DE PANTALLAS DRENANTES SUBTERRANEAS.

7.3.1. INTRODUCCION

Un **acuicludo**, se caracteriza, como se ha comentado, porque puede almacenar gran cantidad de agua, pero que sin embargo no es capaz de transmitir.

Como consecuencia de ello, a efectos geotécnicos, el establecimiento en el terreno de presiones intersticiales de lenta liberación, en función de las condiciones de contorno, y debido a la presencia de agua, es capaz de generar una particular problemática.

Los acuicludos son propios de formaciones arcillosas o limos arcillosos, que poseen diversa sensibilidad geotécnica ante la presencia de agua.

La fluidificación ante vibraciones, la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante ante la humidificación, y la lenta liberación de presiones intersticiales, generan problemas tales como la reptación de taludes naturales a bajo ángulo así como ciertos deslizamientos de ladera, a veces de difícil solución.

7.3.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Entre los puntos kilométricos 157 y 158 de la línea de ferrocarril Córdoba-Málaga, tramo situado en la margen derecha del río Guadalhorce, entre las localidades de Alora y Pizarra, las arcillas gris pardas del Paleógeno que allí aparecen, sobre las que se instala la vía férrea, deslizaban lenta pero inexorablemente hacia el río, a pesar de que su pendiente natural es del orden de 20°, arrastrando consigo los railes, circunstancia que se ve favorecida por las cargas dinámicas debidas al paso de los trenes y la subsiguiente fluidificación de las arcillas que presentan comportamiento tixotrópico.

La situación descrita, viene reflejada en la figura 7.31, dónde se aprecia que los niveles piezométricos del terreno se hallan muy próximo a la superficie natural, es decir, que el terreno se encuentra saturado por la existencia de lentejones de arena, más permeables, intercalados entre las arcillas, que funcionan a la manera de zonas de alimentación de la aportaciones pluviométricas, a favor de las pequeñas ramblas existentes, que las ponen al descubierto.

Los reconocimientos efectuados, mostraron un panorama bastante problemático:

Los límites de ATTERBERG dieron los siguientes resultados en 30 probetas experimentales:

	Mínimo	Máximo	Medio
Límite líquido	26,-	51,5	41,-
Límite plástico	12,-	21,5	19,-
Índice Plasticidad	14,-	30,-	24,-
Humedad natural	30,-	42,-	38,-

Los ensayos triaxiales efectuados indicaron para el ángulo de rozamiento interno ϕ y para la cohesión c , valores comprendidos entre los siguientes valores extremos:

$$\begin{aligned}\phi &= 21^\circ \\ c &= \text{nula}\end{aligned}$$

que suponen un elevado coeficiente de empuje activo para dichas arcillas:

$$\lambda_a = \text{tg}^2 (45 - \phi/2) = 0,578 - 0,56\epsilon$$

Y los ensayos de resistencia al corte R para valores de humedad natural, es decir, del orden de la correspondiente al límite líquido, se encuentran entre los siguientes valores extremos:

$$R = 0,01 - 0,05 \text{ kg/cm}^2.$$

En resumen:

- . que la pendiente natural es del orden del ángulo de rozamiento interno del terreno
- . que la humedad natural es del orden del valor del límite líquido
- . que la resistencia al corte para dicha humedad natural es muy baja

definiéndose un terreno muy inestable, saturado en agua, propenso a la reptación y al deslizamiento.

7.3.3. SOLUCION ADOPTADA

A la vista del cuadro tan negativo de características geomecánicas del terreno, la solución intuitiva parece centrarse en proceder al drenaje del terreno.

Efectivamente ensayando la resistencia al corte a humedades próximas al límite plástico, aquella aumenta fuertemente, siendo sus valores extremos:

$$R = 0,98 - 1,23 \text{ kg/cm}^2$$

evidenciado que el terreno drenado deja de estar en condiciones de fluencia (ver punto 6.1.2.).

Para proceder al drenaje del frente de ladera, que debía realizarse sin interrumpir el tráfico ferroviario, la solución que mejor resultó consiste en la ejecución de una pantalla subterránea continua drenante, que recogiera las aguas de la ladera, y que vertiera por gravedad mediante una **atarjea** o corto túnel bajo la vía, a cotas más bajas, modificando las condiciones iniciales (ver figura 7.31), por las expresadas en la figura 7.32.

La realización de la referida pantalla, precisa de la combinación coordinada de numerosas técnicas, cada una de ellas conocida y utilizada aisladamente.

La primera técnica a emplear es la de **Excavación de zanja continua** por bataches, mediante cuchara bivalva guiada, con la que pueden alcanzarse profundidades de hasta 35 m.

Sin embargo, al estar el nivel freático tan próximo a la superficie y al liberarse en las arcillas tan lentamente las presiones intersticiales, las paredes verticales de la pantalla excavada en cuestión no se mantendrían, siendo necesario estabilizarlas.

La solución la puede aportar el empleo de la técnica de **lodos de perforación**, capaces de mantener estables paredes verticales en las condiciones del presente problema. Se debe pues excavar la pantalla por bataches, bajo lodo bentonítico (figura 7.33).

Sin embargo, los lodos, en su cometido estabilizante, entarquinan y sellan las paredes de la zanja excavada, de la cual, no hay que olvidar que se solicita una función drenante.

Hay que eliminar el lodo, pero sin perturbar la estabilidad de las paredes de la pantalla ya excavada.

Dicha dificultad puede muy bien obviarse mediante un tratamiento adecuado, consistente en romper el coloide constitutivo del lodo floculándolo, procedimiento que presenta interesantes aplicaciones prácticas.

Comportamiento del lodo frente a un horizonte permeable en un pozo o zanja

Una pared permeable frente a la que gravita una columna de lodo, se comporta como un elemento filtrante, penetrando parte de aquel en el terreno según el siguiente mecanismo:

- a) En los primeros instantes, se produce la entrada de lodo en la formación, en cantidades directamente proporcionales a su permeabilidad e inversamente a la viscosidad del lodo en cuestión.

- b) Si la permeabilidad no es superior a la correspondiente a las arenas gruesas sin matriz, el lodo deja en seguida de penetrar, haciéndolo a su vez el agua constitutiva del mismo mientras que, simultáneamente en la superficie de la pared comienza a formarse una costra protectora.
- c) La cantidad de agua libre o que penetra en la formación permeable es decreciente en el tiempo t , según una ley cuadrática que tiene la siguiente forma:

$$Q = \text{const.} \sqrt{t}.$$

Y, a su vez, la cantidad de materia sólida incorporada a la costra, guarda relación con la cuantía del agua penetrada, situación que queda reflejada en la figura 7.34.

Esta situación, deseable cuando se busca la estabilidad de la pared excavada, se torna perjudicial cuando el objetivo perseguido consiste en extraer los fluidos contenidos en la formación, ya que cuanto más calidad posee el lodo, más resistente mecánicamente se torna la costra así formada, resultando prácticamente imposible de eliminar en su totalidad por procedimientos hidráulicos, se no se rompen previamente las características reológicas del lodo.

La estabilidad se consigue mediante el vertido de **filtros**, a manera de la técnica utilizada **en los pozos de captación de agua**.

La eliminación del lodo se consigue reemplazándolo con agua mediante circulación en circuito cerrado gracias a la aplicación de la técnica de **circulación inversa** por insuflado de aire, empleada en la perforación de pozos de gran diámetro para captación de aguas.

Una vez logrado esto, queda todavía la costra (cake) ó entarquinado, que sella las paredes y que es preciso eliminar.

Para ello, sin dejar de circular el agua como en la operación anterior, se procede a flocular el referido entarquinado parietal, que es necesario desprender, para lo que se utiliza la técnica de **estimulación de pozos mediante acidificación**.

Eliminación de la costra: como su constitución ante un horizonte permeable se forma por el filtrado a presión del lodo contra aquel cuando las características del fluido corresponden a las de un coloide estable (en este caso, a pH básico), basta romper sus condiciones fisicoquímicas de estabilidad sin más que cambiar el pH al rango ácido. Los ensayos de laboratorio y la práctica demuestran que, en estas condiciones, la costra se descompone y se vuelve pulverulenta a los pocos minutos en el peor de los casos, variando sus parámetros reológicos, según se ve en las figuras 7.35 y 7.36.

La acción del ácido incrementa rápidamente la viscosidad aparente y el **yield point**, denunciando una contaminación de tipo químico; pero lo más indicativo es el brutal aumento de pérdida de agua que se dispara en cuanto el pH del medio se vuelve ácido.

Ello quiere decir que la costra ha dejado de ser sellante por haber comenzado a descomponerse.

Todo este panorama ocurre ya con adiciones de ácido del 1 %.; para concentraciones mayores, la valoración de parámetros reológicos del lodo ya no puede realizarse, pues su floculación es tal que todos los sólidos existentes se decantan rápidamente.

La acidificación es pues el procedimiento de eliminación de la costra, utilizándose normalmente ácido clorhídrico industrial por ser el más asequible y barato.

Cuando el agua salga ya limpia sin residuos de costra, se da por terminada la operación de ejecución de la pantalla drenante propiamente dicha.

La última operación, consistente en la perforación del túnel de desagüe, se desarrolló mediante la aplicación de las técnicas de **excavación de túneles**, quedando la pantalla drenante apta para su servicio una vez que el referido túnel cala hasta la pantalla.

Resumiendo, las técnicas que se combinan en la ejecución de una pantalla drenante son:

- Excavación subterránea de zanja vertical en bataches con cuchara bivalva
- Empleo de lodos tizotrópicos como estabilizante
- Introducción de filtros para captación de aguas
- Circulación inversa por insuflado de aire
- Estimulación de pozos mediante acidificación
- Excavación de túnel (y sustención) de drenaje

y su aplicación consta de las siguientes fases:

- 1º Ejecución, con lodo, de la pantalla por bataches sucesivos mediante las técnicas habituales de excavación de pantallas continuas.
- 2º Introducción hasta cerca del fondo de la pantalla de un sistema concéntrico de tubos para provocar la succión del lodo mediante la inyección del aire comprimido por aplicación de los fundamentos de la circulación inversa. El tubo exterior es de 8", abierto en su fondo, y el interior de 2" cerrado en su fondo, pero poseyendo agujeros laterales en su último 1/2 metro cuya superficie total es equivalente a la interior de dicho tubo de 2", quedando su zapata 1/2 metro del tubo exterior de 8".
- 3º Adición de árido silíceo grueso limpio entre 10 y 20 cm, hasta llenado total de los bataches terminados.
- 4º Inyección de aire por los tubos interiores y reciclado del lodo en el batache para comprobar que la circulación se verifica sin novedad.
- 5º Adición de pirofosfato sódico al lodo en concentraciones de 5% en peso, hasta comprobar su total adelgazamiento.

- 6º A continuación, añadir ácido clorhídrico al 6% en agua, vertiendo fuera del batache el volúmen equivalente del lodo. El ácido deberá contener el anticorrosivo correspondiente para proteger las partes metálicas que entren en contacto con él.
- 7º Dejar pasar de 15 a 30 minutos para que la acción del ácido tenga lugar.
- 8º Reanudar la circulación inversa reemplazando el volúmen vertido fuera por agua limpia, comprobando el pH de la solución en la salida del dispositivo de succión.
- 9º Mantener la circulación cuanto se precise hasta que dejen de salir fragmentos de costra por la salida, dando solamente entonces la operación por terminada, cuyo esquema puede apreciarse en la figura 7.37.

7.3.4. RESULTADOS

El sentido físico de los resultados se interpreta a la vista de la figura 7.32, dónde se recogen los niveles piezométricos modificados por la existencia de la pantalla drenante, de manera que las zonas desecadas por drenaje presentan elevada resistencia a esfuerzo cortante, actuando como cuña estabilizante frente a los empujes de la ladera no desecada más arriba.

A efectos de cálculo, se habrá de considerar el empuje pasivo de la cuña estabilizante drenada que en el ejemplo presenta valores de coeficiente de empuje pasivo, comprendidos entre los siguientes extremos:

$$\lambda_p = tg^2 (45 + \phi/2 = 1,73 - 1,76$$

En el ejemplo descrito, los resultados han sido espectaculares, ya que desde hace catorce años que dicha pantalla drenante, primera ejecutada en España, fue realizada, el tramo de vía férrea afectado no ha vuelto a moverse, a pesar de que los caudales drenados son muy pequeños, del orden de:

1 litro/seg. por cada 1.000 m² de pantalla

Posteriormente, se han realizado en diferentes arcillas de Andalucía, varios kilómetros lineales de pantalla drenante, siempre con éxito, logrando detener completamente la reptación de las respectivas laderas.

Ahora se cuestiona el problema de saber la vida útil de las referidas pantallas drenantes. Nada se puede decir al respecto, salvo que el referido problema no pasa de ser todavía una mera disquisición académica, ya que en la práctica no han dejado de funcionar óptimamente.

De todas maneras, su reactivación y estimulación, con los mismos procedimientos descritos, se presenta técnicamente muy viable y discreto en costos y plazos.

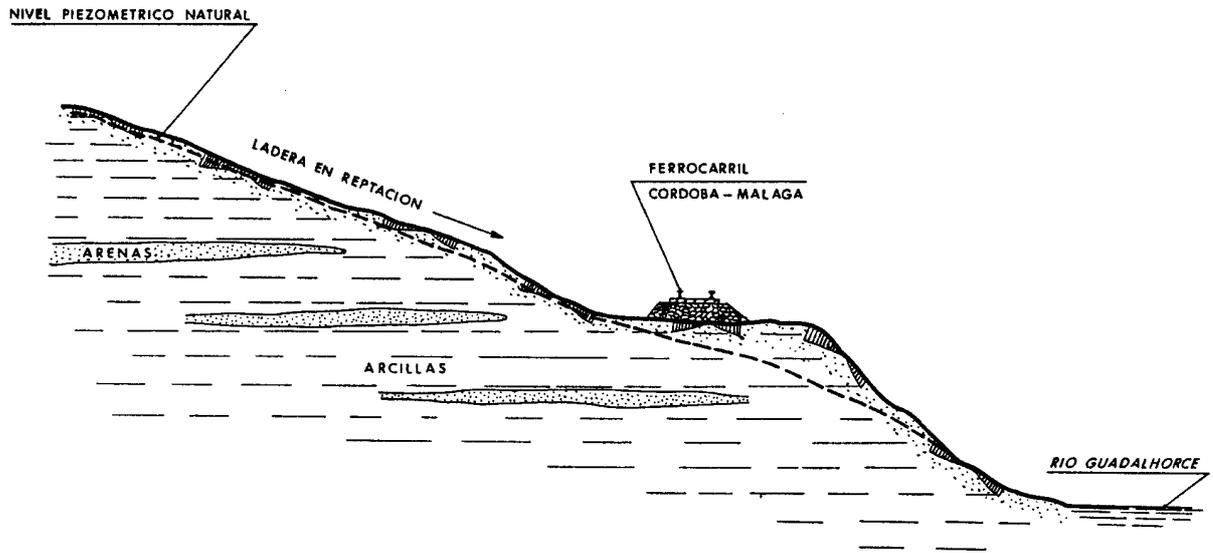


FIGURA 7.31. SITUACION INICIAL

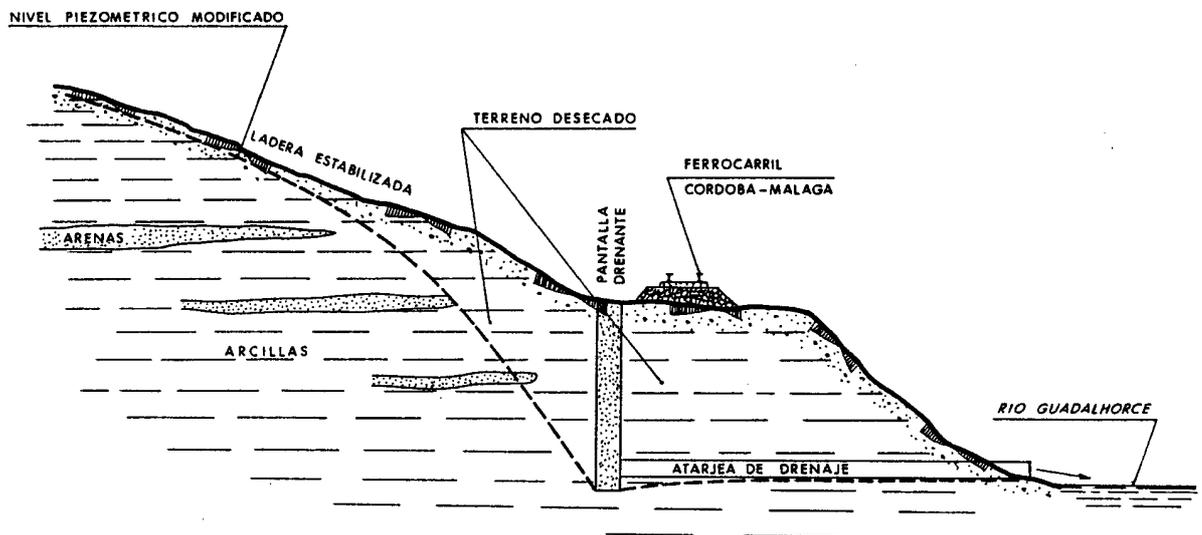


FIGURA 7.32. SITUACION TRAS LA EJECUCION DE LA PANTALLA DRENANTE

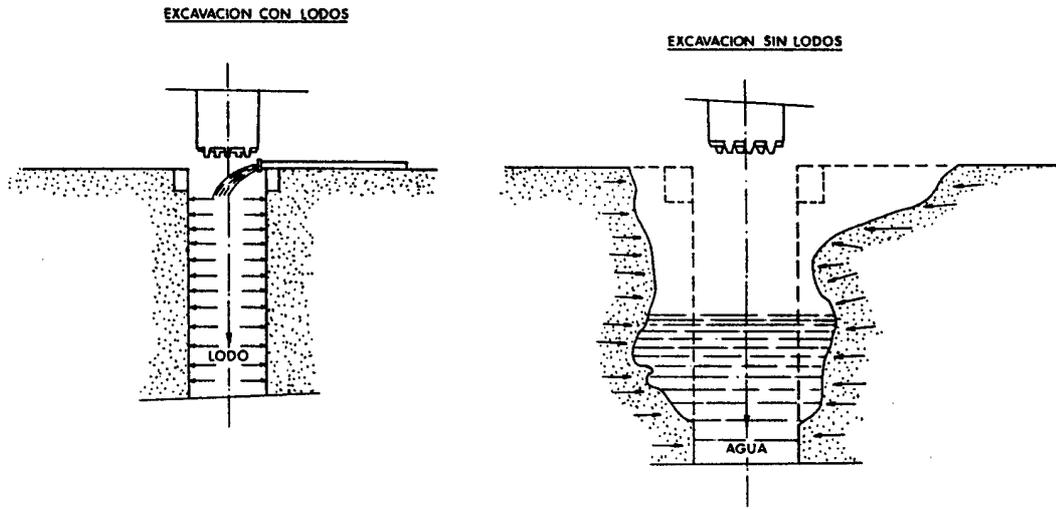


FIGURA 7.33. EXCAVACION DE LA PANTALLA

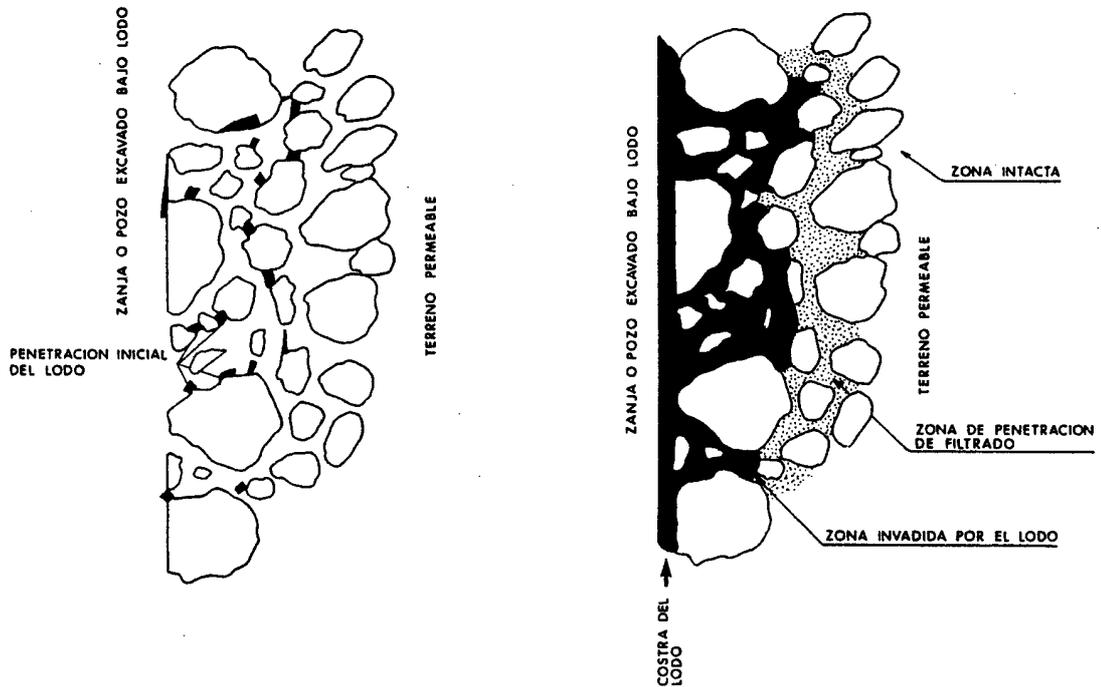


FIGURA 7.34. COMPORTAMIENTO DE LODOS FRENTE A TERRENOS PERMEABLES

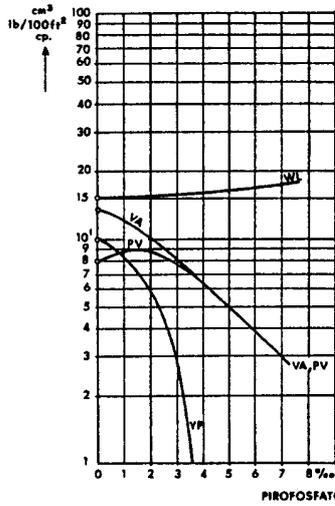


FIGURA 7.35. ADELGAZAMIENTO CONTROLADO DE UN LODO POR ADICION DE PIROFOSFATO SODICO

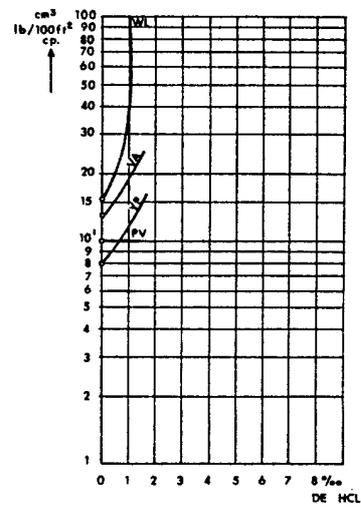


FIGURA 7.36. FLOCULACION Y RUPTURA DEL LODO POR ADICION DE ACIDO CLORHIDRICO

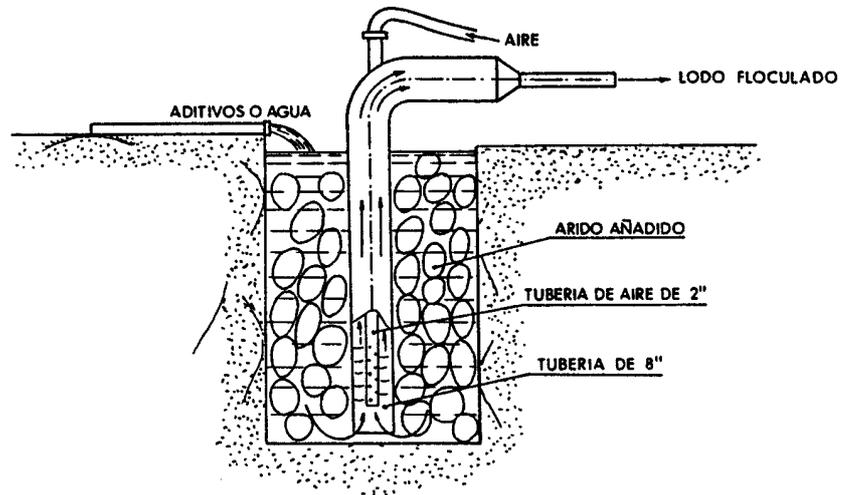


FIGURA 7.37. DISPOSITIVO DE DESARROLLO DE LA ZANJA DRENANTE MEDIANTE CIRCULACION PROVOCADA POR AIRE COMPRIMIDO

BIBLIOGRAFIA

ASOCIACION DE GEOLOGOS ESPAÑOLES GRUPO DE TRABAJO DE HIDROGEOLOGIA Y RECURSOS HIDRAULICOS.

- . Acta del 1^{er} Simposio Nacional de Hidrogeología,
Tomos I y II, 1464 pp. Valencia 1976.
- . Actas del 2^o Simposio Nacional de Hidrogeología.
Tomo III, 728 pp. y Tomo IV, 816 pp. Pamplona 1979.
- . Actas del 3^{er} Simposio Nacional de Hidrogeología.
Tomo VII, 747 pp. Tomo VIII, 591 pp. y Tomo IX, 568 pp. Madrid
1983.

BOUWER, H. (1978)

"Groundwater Hidrology"

Mc Graw-Hill Book Co., New York, 480 pp.

CAMBEFORT H. (1967)

"Inyección de suelos"

Omega, Barcelona, 532 pp.

CANMET (1977)

MARLON - LAMBERT, V.

"Pit Slope Manual. Supplement 4-1-Computer
Analysis of Groundwater Seepage"

Canmet (Canada Centre for Mineral and Energy Technology)
Ottawa, 97 pp

CANMET (1977)

SHARP, J.C., LEY, G.M.M., SAGE, R.

"Pit Slope Manual. Chapter 4-Groundwater"

Canmet (Canada Centre for Mineral and Energy Technology)
Ottawa, 240 pp.

CEDERGREN, H.R. (1968)

"Seepage, Drainage, and Flow Nets"

John Wiley & Sons, INC., New York, 489 pp.

CUSTODIO, E., LLAMAS, M.R. (1976)

"Hidrogeología Subterránea. Tomos I y II"

Omega, Barcelona, 2359 pp.

DEPARTMENT OF THE NAVY. NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND (1971)

"Design Manual. Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures"

DM-7; U.S. Naval Publications, Alexandria, 320 pp.

ERASO, A. (1974)

"Utilización técnica de sepiolitas y bentonitas en sondeos,
cimentaciones y obra civil"

Tesis Doctoral

Universidad Complutense Madrid, 284 pp.

ERASO, A. (1991)

"Tecnologías especiales en hidrogeología"
Texto del II Curso de Especialidad Postgrado.
Universidad Politécnica. I.T.G.E. Madrid, 1589 pp.

HOEK, E., BRAY, J. (1974)

"Rock Slope Engineering"
The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 309 pp.

IGLESIAS LOPEZ, A., VILLANUEVA MARTINEZ, M. (1984)

"Pozos y Acuíferos. Técnicas de Evaluación Mediante Ensayos de Bombeo"
ITGE, Madrid, 426 pp.

JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑES, J.L. (1971)

"Geotecnia y Cimientos I"
Rueda, Madrid, 422 pp.

JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑES, J.L., SERRANO GONZALEZ, A.A. (1976)

"Geotecnia y Cimientos II"
Rueda, Madrid, 1186 pp.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1980)

"Geotecnia y Cimientos III"
Rueda, Madrid, 2115 pp.

JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ A. (1969)

"Mecánica de suelos".
Tomo III: El flujo de agua en suelos en Nuevo Mundo, Mexico 414 pp.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES (1968)

"Hydraulique des sols"
Bull. de Liaison. Paris 246 pp.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. (1979)

"Mecánica de Suelos"
Limusa, Mexico, 582 pp.

LEONARDS, G.A. (1.962)

"Foundation Engineering"
Mc Grow-Hill Book Co, New York, 1135 pp.

MANGIN A. (1975)

"Contribution à l'étude hydrodynamique des aquifères karstiques".
Tesis doctoral.
C.N.R.S. Moulis, France 378 pp.

MEGAW, T.M., BARTLETT, J.V. (1.983)

"Tunnels, Planning, Design, Construction"
Ellis Horwood - International Edition
Chichester, 321 pp

MOPU (1989)

"Terraplenes y Pedraplenes"
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo
Madrid, 222 pp.

MOPU (1981)

"Desmontes"

MOPU, Madrid, 98 pp

PAREDES C. (1991)

"Transporte de solutos por aguas subterráneas en medios fractales" S.T.I.R.E.D. (Proyecto fin de carrera). E.T.S.I.M. - U.P.M. Madrid 307 pp.

RÉTHATI, L. (1983)

"Groundwater in Civil Engineering"

Elsevier, Budapest, 478 pp.

SERRANO, J.M. EDITOR

"Memorias del Congreso Internacional sobre los Túneles y el Agua" (3 tomos) Madrid, 1988

Balkema, Rotterdam, 1.492 pp

SHERARD, J.L., DUNMIGAN, L.P. (1.985)

"Filters and Leakage Control in Embankments Dams"

Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE,

Spring Convention

Mayo, 1.985

DENVER (USA)

SZECHY, C. (1.967)

The Art of Tunnelling

Akadémiai Kiadó

Bupapest, 891 pp

TERZAGHI, K., PECH, R.B. (1955)

"Mecanica de Suelos en la Ingeniería Práctica"

Eiateneo, Buenos Aires, 722 pp

WHITTAKER, B.N., FRITH, R.C. (1.990)

Tunnelling: Design, Stability and Construction

The Institution of Mining and Metallurgy

London, 445 pp

ZARUBA, Q., MENCL, V. (1982)

"Landslides an their Control"

Academia, Praga, 324 pp.