



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

01163  
1  
2oj-  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

**ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO  
PARA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES**

TRABAJO

que presenta

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**CARLOS EDUARDO GUTIERREZ SARMIENTO**

*para obtener el grado de*

**MAESTRO EN INGENIERIA**

*(Mecánica de Suelos)*

Cd. Universitaria, D.F., Noviembre de 1992



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# INDICE

## PARTE I ASPECTOS TEORICOS

1. INTRODUCCION
2. ECUACIONES DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS
  - 2.1 Coeficiente de permeabilidad
  - 2.2 Ecuaciones diferenciales de flujo
  - 2.3 Redes de flujo
3. ANALISIS DE POZOS DE BOMBEO
  - 3.1 Análisis de un pozo aislado
  - 3.2 Análisis de grupos de pozos
4. FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES
  - 4.1 Permeabilidad de suelos
  - 4.2 Bombeo en excavaciones

## PARTE II DISEÑO GEOTECNICO DE SISTEMAS DE BOMBEO

5. ESTUDIO GEOTECNICO
  - 5.1 Generalidades
  - 5.2 Estudios previos y exploración complementaria
  - 5.3 Instrumentación
  - 5.4 Ensayes de laboratorio
  - 5.5 Pruebas de bombeo
6. SELECCION E INSTALACION DEL EQUIPO DE BOMBEO
  - 6.1 Gasto de diseño
  - 6.2 Tipos de bombas usadas en excavaciones
  - 6.3 Diagramas de operación de las bombas
  - 6.4 Tuberías y arreglos de los equipos

## **PARTE III CASOS PRACTICOS DE ABATIMIENTO**

### **7. APLICACION EN ARENAS**

- 7.1 Aspectos generales
- 7.2 Selección del sistema de bombeo
- 7.3 Procedimiento constructivo
- 7.4 Estimación del gasto de bombeo y pruebas de bombeo
- 7.5 Diseño del sistema de bombeo
- 7.6 Instalación
- 7.7 Pruebas del sistema de bombeo
- 7.8 Resultados obtenidos con el sistema de bombeo

### **8. APLICACION EN ARCILLAS**

- 8.1 Aspectos generales
- 8.2 Definición del tipo de bombeo y diseño del sistema
- 8.3 Instalación y puesta en operación de los pozos de bombeo
- 8.4 Instrumentación para control de abatimiento y de expansiones
- 8.5 Resultados obtenidos. Hundimiento regional medido
- 8.6 Conclusiones

### **9. COMENTARIOS FINALES**

**REFERENCIAS**

**RECONOCIMIENTOS**

## PARTE I ASPECTOS TEORICOS

### 1. INTRODUCCION

La presencia del nivel freático a poca profundidad constituye una dificultad importante para la construcción de la cimentación de proyectos, así como para la realización de obras subterráneas, y tiene una gran influencia en la selección de procedimientos constructivos.

Frecuentemente los problemas originados por el agua freática conducen a situaciones no previstas, que retrasan el programa de obra y llevan a modificaciones drásticas en el diseño.

Los casos prácticos que forman la Parte III son el principal objetivo de este trabajo. Estos casos describen la metodología en la práctica actual de bombeo en materiales tan diferentes como son arenas en la costa y arcillas en la Ciudad de México. Las partes I y II son los antecedentes que al lector interesado podrán proporcionar una guía en los análisis y equipamiento básico en el *abatimiento del nivel freático para construcción de cimentaciones*.

### 2. ECUACIONES DEL FLUJO DE AGUA EN SUELOS

#### 2.1 *Coefficiente de permeabilidad*

Cuando el nivel freático se encuentra cercano a la superficie del terreno y la cimentación se desplanta debajo de ese nivel, entonces es frecuentemente necesario recurrir al bombeo. La permeabilidad es una propiedad del suelo (Ref 1) que permite al ingeniero de cimentaciones estimar el gasto hidráulico que requiere manejarse durante las diferentes etapas de bombeo, al efectuar una excavación por debajo del nivel de aguas superficiales.

La permeabilidad representa la rapidez con la que el agua se mueve a través del suelo bajo el gradiente hidráulico unitario. Es así como dependiendo de la permeabilidad puede requerirse bombear un volumen importante de agua en suelos muy permeables como gravas y arenas, o un volumen de agua mínimo en suelos poco permeables como las arcillas.

La descarga de agua por unidad de área puede expresarse como:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (1)$$

Donde  $Q$  es el volumen de agua por unidad de tiempo,  $A$  es el área de la sección transversal al flujo y  $v$  es una *velocidad virtual*, del agua en los conductos capilares del suelo.

Si se define a  $n$  como la porosidad del suelo, el área de poros resulta:

$$A_p = n A$$

y se puede establecer la *velocidad de poro*  $v_p$  como sigue:

$$v_p A_p = v A$$

por lo tanto:

$$v_p = \frac{v}{n}$$

En suelos granulares, el valor de  $n$  varía de 0.3 a 0.5, por lo que,  $v_p > v$ . El valor de  $v_p$  representa una velocidad media en los poros.

Para flujo laminar, de acuerdo con la ley de Darcy, se tiene (fig 1):

$$v = k i \quad (2)$$

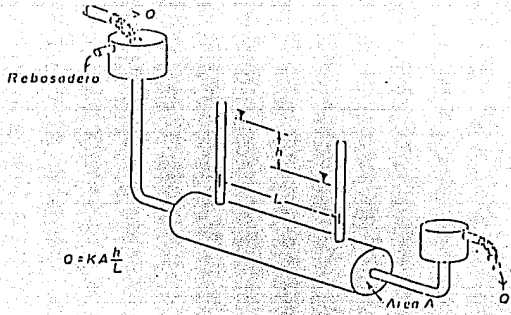
Donde  $k$  se define como el *coeficiente de permeabilidad* e  $i$  es el gradiente hidráulico que corresponde a la pérdida de carga por unidad de longitud a lo largo del flujo de agua. Es decir:

$$i = \frac{\partial h}{\partial l} \quad (3)$$

El coeficiente de permeabilidad también puede definirse como:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} K$$

Donde  $K$  es la permeabilidad específica, que depende de la forma de los granos, de su tamaño y de la porosidad. El símbolo  $\eta$  representa la viscosidad del agua, que es función de la temperatura. Para fines prácticos se considera constante, ya que para 20° C se tiene el  $\eta = 10.3 \times 10^{-6}$  g seg/cm<sup>2</sup>, valor para el que normalmente se define el valor de  $k$  en laboratorio.



Donde :  $Q$  = Gaslo  
 $K$  = Coeficiente de permeabilidad  
 $A$  = Area de la sección tr nsversal  
 $h$  = Pérdida de fricción en  $L$

Fig 1 Representación esquemática de la ley de Darcy

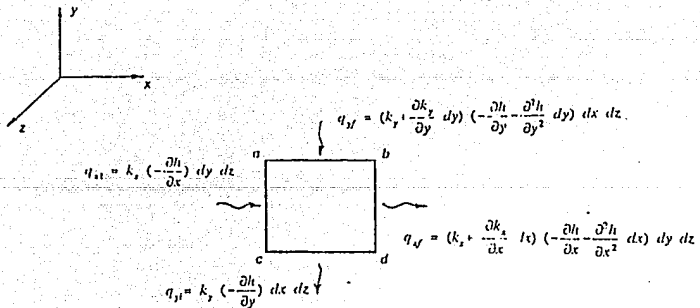


Fig 2 Flujo de agua a través de un elemento de suelo

## 2.2 Ecuaciones diferenciales de flujo

El objetivo de las ecuaciones diferenciales de flujo es estudiar las soluciones matemáticas de problemas relacionados con filtraciones. Si consideramos un elemento infinitesimal de la masa del suelo sujeto a filtración, entonces la velocidad de agua que entra y que sale del elemento puede representarse vectorialmente como se indica en la fig 2; sin embargo, si no se tiene pérdida de agua por continuidad del flujo, el gasto del agua que entra por los lados ab y ac debe ser igual a la que sale por los lados bd y dc.

Así puede establecerse la condición de continuidad del flujo:

$$\frac{\partial k_x}{\partial x} = \frac{\partial k_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{permeabilidad constante})$$

$$y \quad q_z = 0 \quad (\text{flujo bidimensional})$$

El incremento de gasto  $\Delta q$  en las direcciones  $x$  e  $y$  se expresa como:

$$\Delta q = \Delta q_x + \Delta q_y = \left( k_x \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} \right) dx dy dz \quad (i)$$

donde  $k_x, k_y$  coeficiente de permeabilidad en las direcciones  $x$  e  $y$ , respectivamente  
 $d_x, d_y, d_z$  volúmen de un elemento diferencial

Por otra parte, el volumen de agua  $V_w$  de un elemento diferencial es:

$$V_w = \frac{S_r e}{1+e} dx dy dz$$

donde  $S_r$  grado de saturación  
 $e$  relación de vacíos

y el incremento de gasto (variación del volumen respecto al tiempo) resulta:

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial (S_r e)}{\partial t} \quad (ii)$$



Igualando (i) y (ii), y simplificando:

$$k_x \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = \frac{1}{1+e} \left[ e \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \frac{\partial e}{\partial t} \right] \quad (4)$$

El segundo miembro de esta ecuación explicita que las condiciones de flujo en suelos son función del tiempo; sin embargo, también debe aclararse que en tanto el coeficiente de permeabilidad depende de la relación de vacíos y del grado de saturación, el primer miembro incluye de manera implícita el tiempo.

Para flujo *establecido*, la relación de vacíos  $e$  y el grado de saturación  $S_r$  permanecen constantes y la ecuación se simplifica en:

$$k_x \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (5)$$

Por tanto, el flujo de agua en un caso particular está gobernado por la ecuación (4), que con el transcurso del tiempo tenderá a las condiciones de flujo establecido dadas por la ecuación (5).

#### a) *Suelo isótropo*

En caso que el suelo pueda considerarse isótropo, entonces:

$$k_x = k_y = k$$

y

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (6)$$

Esta ecuación diferencial, conocida como Ecuación de Laplace, representa la condición de la función potencial  $\psi = f_2(x,y)$ , para flujo continuo y laminar.

#### b) *Suelo estratificado*

El caso correspondiente a suelos estratificados puede ser representado por la ecuación (5), donde  $k_x$  y  $k_y$  son los coeficientes de permeabilidad medios del suelo, en las direcciones horizontal y vertical respectivamente. Para resolver los problemas de flujo en este tipo de suelo por el método gráfico, se efectúa una transformación lineal de uno de los ejes coordenados escribiendo la ecuación (5) como sigue:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x_r^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (7)$$

Obteniéndose la ecuación de Laplace en un sistema cartesiano  $x_r, y$ . La escala de transformación se encuentra analizando el primer término de la expresión (7):

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x_r^2} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} \left( \frac{\partial x}{\partial x_r} \right)^2$$

Pero se tiene que:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x_r^2} = \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2}$$

y por lo tanto, la escala de transformación  $\lambda = x_r/x$ , está dada por:

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \quad (8)$$

En consecuencia, la permeabilidad equivalente en el sistema transformado puede obtenerse al comparar el gasto correspondiente a los dos sistemas.

### 2.3 Redes de flujo

El ingeniero de cimentaciones debe conocer las condiciones de la presión del agua en el suelo para un proyecto particular y definir las zonas en donde es previsible que ocurran fuerzas de filtración significativas. Con objeto de resolver analíticamente el problema, es necesario conocer la posición de las líneas de filtración y la variación del potencial hidráulico que se presenta en el agua que fluye siguiendo esas líneas de corriente. Para los problemas que puedan resolverse considerando el flujo como bidimensional, es posible obtener una solución razonable para fines prácticos, que proporciona resultados satisfactorios para atacar el problema planteado por el agua (Ref 3).

Si se consideran dos líneas de corriente que limitan un canal de flujo en el sistema, se puede establecer que la descarga en ese conducto es constante. Asumiendo que el problema en estudio se reduce a dos dimensiones, entonces las líneas de corriente pueden ser representadas por la siguiente ecuación general:

$$\phi = f_1(x, y) \quad (9)$$

Donde  $x$ ,  $y$  son las coordenadas de referencia; se obtiene una curva para cada valor determinado de  $\phi$ , que representa una línea de flujo. Por otra parte, una superficie equipotencial es una superficie de igual nivel piezométrico que puede definirse por medio de:

$$\psi = h + z \quad (10)$$

donde  $z$  representa la altura del punto sobre el plano de referencia horizontal y  $h$  es la carga piezométrica para ese punto respecto a la superficie equipotencial. Entonces, a lo largo de la línea equipotencial el valor de  $\psi$  es constante, es decir, en piezómetros instalados a lo largo de una línea equipotencial, el agua alcanza la misma elevación; entonces, en un flujo bidimensional una superficie equipotencial es representada por una curva en el plano vertical. Bajo esas consideraciones, se puede enunciar el siguiente teorema: el lugar geométrico de los puntos de igual nivel piezométrico representa una línea equipotencial. La ecuación de la familia de líneas equipotenciales puede representarse con:

$$\psi = f_2(x, y) \quad (11)$$

en la cual para cada valor constante de  $\psi$ , se obtiene una curva que representa a una línea equipotencial, para la sección transversal considerada.

El sistema formado por la familia de las líneas de flujo y la correspondiente a líneas equipotenciales, definen dos familias que son conocidas como **red de flujo**; para cada caso particular de acuerdo con las características de frontera y según la geometría específica, se tiene una solución también particular.

#### a) *Suelo isótropo*

En caso que el suelo pueda considerarse isótropo (inciso 2.2.a), entonces:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (6)$$

Esta ecuación diferencial representa la condición de la función potencial, para flujo continuo y laminar. La familia de las líneas equipotenciales es  $\psi = f_2(x,y)$  y debe satisfacer la ecuación (6), conocida como Ecuación de Laplace.

De consideraciones físicas, se puede establecer que las líneas de flujo, expresadas por  $\phi = f_1(x,y)$  satisfacen la ecuación:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (12)$$

También puede demostrarse por consideraciones físicas y matemáticas que las funciones  $f_1$  y  $f_2$  resultan ortogonales entre sí, es decir, la familia de líneas de flujo resulta perpendicular respecto a la familia de líneas de igual nivel piezométrico; esto resulta válido sólo cuando las ecuaciones de Laplace se cumplen por dichas funciones y la masa de suelo es isótropa.

De acuerdo con lo arriba mencionado, la solución a problemas de flujo en dos direcciones, se reduce a encontrar dos funciones  $\phi$  y  $\psi$  que satisfagan simultáneamente las ecuaciones de Laplace y las condiciones de frontera particulares para el caso en estudio. Para fines prácticos, se puede evitar el uso de teorías complicadas para resolver las ecuaciones diferenciales resultantes, se utiliza un método gráfico que normalmente proporciona suficiente aproximación.

Considérese la fig 3, en la que se muestra a una familia de líneas de flujo perpendiculares a líneas equipotenciales en un suelo isótropo; en la red de flujo la caída de carga piezométrica  $\Delta h$  es constante, entre dos líneas equipotenciales y los canales de flujo se definen cada pareja de líneas equipotenciales y los canales de flujo se definen por cada pareja de líneas de flujo, entre las cuales se presenta un mismo gasto.

Una red de flujo como la mostrada en la fig 3 y trazada según lo indicado en el párrafo anterior resulta formada por rectángulos curvilíneos. La magnitud de la descarga para cada uno de los canales resulta:

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{l_1} S_1 = k \frac{\Delta h}{l_2} S_2 \dots = k \frac{\Delta h}{l_n} S_n \quad (13)$$

Por lo tanto, al ser  $\Delta q$  y  $\Delta h$  constantes, se tiene:

$$\frac{S_1}{l_1} = \frac{S_2}{l_n} \dots = \frac{S_n}{l_n} \quad (14)$$

Para facilitar el trazo de las redes de flujo se considera  $S_n/l_n = 1$ , por lo que en ellas se forman cuadrados curvilíneos. Entonces, al satisfacerse también las condiciones de frontera de un problema determinado, se obtiene una solución para el flujo en condiciones hidrodinámicas particulares al caso en análisis. Debe tomarse en cuenta que se han planteado las siguientes hipótesis:

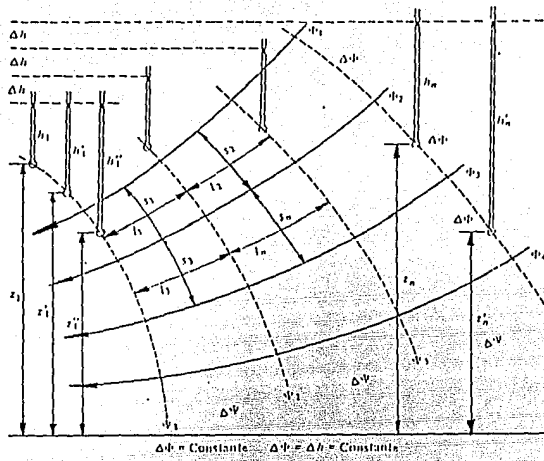


Fig 3 Red de flujo de agua

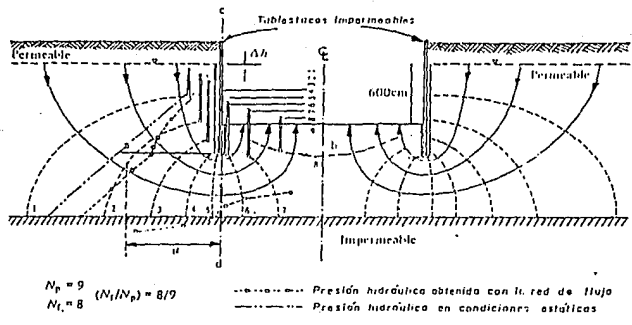


Fig 4 Red de flujo para una excavación limitada por tubos estacas impermeables

- 1) El suelo es homogéneo e isotrópico y el flujo cumple con la ley de Darcy
- 2) Las líneas de flujo y las que representan iguales niveles piezométricos, son perpendiculares entre sí
- 3) Los canales de flujo resultan con un mismo gasto:  $\Delta q = k \Delta h$ , donde  $\Delta h$  es la caída de carga entre dos líneas equipotenciales consecutivas
- 4) La caída de potencial  $\Delta h$  es uniforme
- 5) El valor de  $\Delta h$  resulta igual a la caída de potencial total, dividida entre el número de caídas equipotenciales:

$$\Delta h = \frac{H_t}{N_p}$$

- 6) El gasto total correspondiente a una red de flujo, resulta igual al gasto de un canal, multiplicando por el número de canales:

$$Q = \Delta q N_f$$

Una vez trazada la red de flujo, es posible determinar en cada punto, las siguientes propiedades:

- 1) La presión hidráulica:  $u = \gamma_w h$
- 2) El gradiente hidráulico:  $i = (H_t/l) N_p$
- 3) La velocidad (Darcy) de la corriente en el conducto:  $v = k (H_t/l) N_p$
- 4) El gasto :

$$Q = k H_t \frac{N_f}{N_p}$$

El coeficiente  $N_f / N_p$  define el valor característico de la red de flujo; para cada problema particular se deberá obtener uno y sólo uno de estos cocientes:

$$R_c = \frac{N_f}{N_p} \quad (15)$$

En la fig 4 se presenta un ejemplo de aplicación correspondiente a una excavación limitada por dos tablestacas impermeables (ref 1); en este caso, el perímetro de las tablaestacas define una línea de frontera del flujo y la base impermeable, otra frontera. Los planos horizontales hacia cada una de las tablaestacas corresponden a líneas equipotenciales. Como se muestra en la figura, para la red de flujo obtenida, corresponden 8 canales de corriente y 9 canales de potencial.

Considerando para el suelo un coeficiente de permeabilidad  $k = 10^{-3}$  cm/seg, el gasto por metro

lineal resulta de:

$$Q = k H_f R_c$$

$$Q = 53 \text{ cm}^3 / \text{seg} / \text{m}$$

También se puede obtener de la fig 4 la presión hidráulica en cada punto de la tablaestaca :  $u = \gamma_w h$ , así como la subpresión en el plano  $a-b$ , determinada por las líneas equipotenciales utilizando la expresión:

$$\psi = h + z$$

misma que se utiliza para determinar la posible existencia de una falla de fondo por subpresión.

#### b) Suelo estratificado

El caso correspondiente a suelos estratificados puede ser representado por la ecuación (5), donde  $k_x$  y  $k_y$  son los coeficientes de permeabilidad medios del suelo, en las direcciones horizontal y vertical respectivamente. Para resolver los problemas de flujo en este tipo de suelo por el método gráfico, se efectúa una transformación lineal de uno de los ejes coordenados escribiendo la ecuación (5) como sigue:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_i^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (16)$$

También se obtiene la ecuación de Laplace en un sistema cartesiano  $x, y$ . En el nuevo sistema de coordenadas, se puede resolver el problema con el mismo procedimiento antes descrito. La escala de transformación se encuentra analizando el primer término de la expresión (16):

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_i^2} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} \left( \frac{\partial x}{\partial x_i} \right)^2$$

pero se tiene que:

por lo tanto, la escala de transformación  $\lambda = x_i/x$ , está dada por:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x_i^2} = \frac{k_x}{k_y} \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_y}{k_x}} \quad (8)$$

En consecuencia, la permeabilidad equivalente en el sistema transformado puede obtenerse al comparar el gasto correspondiente a los dos sistemas. Considerando la descarga a través de un elemento diferencial, en el sistema real, se tiene:

$$dq = k_x \frac{\partial \Psi}{\partial x} dy + k_y \frac{\partial \Psi}{\partial y} dx$$

El procedimiento para dibujar la red de flujo es simple. Únicamente es necesario reducir la geometría, multiplicando todas las direcciones horizontales por  $\lambda$  y trazando la red de flujo en la nueva geometría; la geometría real de dicha red se determina en el sistema coordenada normal multiplicando todas las abscisas del sistema transformado por  $\lambda$ , en la que las líneas de flujo ya no sean ortogonales a las equipotenciales. Sin embargo el valor característico  $R_c$  de la red de flujo permanece igual en los dos sistemas, ya que las ordenadas no cambian, la presión hidráulica no cambia de un sistema a otro, para puntos correspondientes; sin embargo, el gradiente hidráulico debe obtenerse en el sistema real, en el que las hipótesis enunciadas a continuación también sean válidas.

- 1) La caída entre líneas equipotenciales permanece constante
- 2) Todos los canales de flujo tienen el mismo gasto

En el caso de suelos estratificados y cuando la permeabilidad no cambia de un estrato a otro en forma significativa, es posible hallar un coeficiente de permeabilidad promedio, tanto en la dirección horizontal como en la vertical.

Llamando  $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  al coeficiente de permeabilidad (horizontal o vertical) y  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$  al espesor de los diferentes estratos, se llega a las siguientes expresiones (ref 1) de los coeficientes de permeabilidad medios:



$$k_x = \frac{\sum_1^n k_l d_l}{\sum_1^n d_l} \quad k_y = \frac{\sum_1^n d_l}{\sum_1^n \frac{d_l}{k_l}}$$

c) *Línea de flujo para la superficie libre*

En algunos problemas relacionados con excavaciones, es necesario encontrar la posición aproximada de la línea superior de flujo, sujeta a la presión atmosférica; en general, su ubicación es desconocida, pero existen algunos procedimientos semiempíricos, que pueden permitir ubicarla aproximadamente, los cuales se basan en investigaciones prácticas (ver ref 1).

3. ANALISIS DE POZOS DE BOMBEO

Para abatir el nivel freático, es necesario analizar el flujo de agua hacia pozos de bombeo para definir el gasto total que deberá manejarse y así poder diseñar el sistema de bombeo adecuado al caso específico que se plantea.

3.1 *Análisis de un pozo aislado*

Considérese un pozo de diámetro  $2 r_o$  que ha sido instalado hasta llegar a un estrato impermeable (fig 5); el pozo atraviesa diversos estratos con espesor  $d_n$  y coeficiente de permeabilidad  $k_n$ . Durante el bombeo el nivel del agua dentro del pozo tiene un abatimiento  $S_o$ ; este valor no excede el espesor del primer depósito, con coeficiente de permeabilidad  $k_o$ . Aplicando la hipótesis de Dupuit se establece que el gradiente hidráulico en la sección considerada es igual a la pendiente de la superficie libre del agua (ref 1).

Definiendo la condición de descarga y aplicando la ley de Darcy para la sección YY de la fig 5, para la distancia radial se obtiene:

$$q = 2\pi r y k_o \frac{dy}{dr} + 2\pi r d_1 k_1 \frac{dy}{dr} + \dots + 2\pi r d_n k_n \frac{dy}{dr}$$

Realizando la integral para el régimen de flujo establecido, con  $r = R_o$  e  $y = d_o$ , se obtiene la siguiente expresión para el gasto:

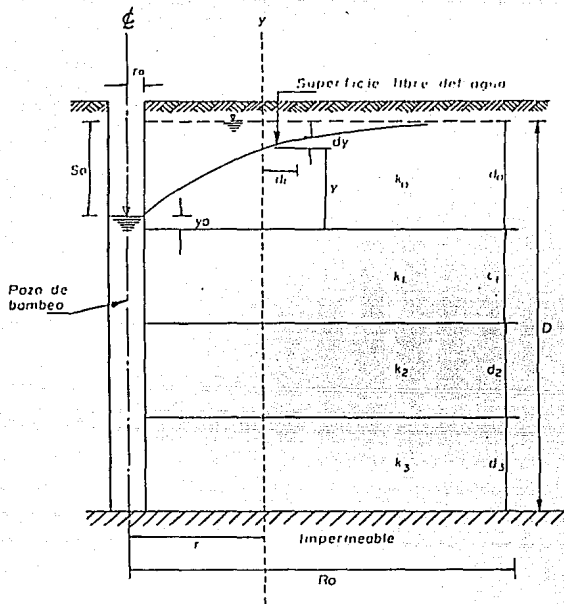


Fig 5 Flujo de agua hacia un pozo

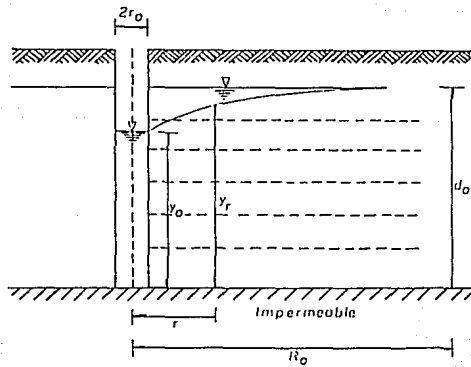


Fig 6 Flujo de agua hacia un pozo en suelos estratificados no confinados

$$q = \frac{\pi k_o (d_o^2 - y_o^2) + 2\pi (d_o - y_o) \sum_1^n k_l d_l}{l_n \frac{R_o}{r_o}} \quad (17)$$

Si se escribe esta relación en términos del abatimiento  $S_o$  en el pozo, se obtiene:

$$q = \left( \frac{\pi k_o (d_o + y_o) + 2\pi \sum_1^n k_l d_l}{l_n \frac{R_o}{r_o}} \right) S_o \quad (18)$$

De esta ecuación, podemos derivar las correspondientes a dos casos particulares, relativamente frecuentes que se tratan a continuación.

**a) Primer caso**

Cuando el depósito superficial de espesor  $d_o$  es mucho más permeable que los depósitos subyacentes (fig 6):

$$\frac{k_n}{k_o} = 0$$

con lo que resulta:

$$q = \frac{\pi k_h (d_o + y_o)}{l_n \frac{R_o}{r_o}} S_o \quad (19)$$

en la que  $k_h$  es el coeficiente de permeabilidad horizontal medio.

**b) Segundo caso**

El depósito superficial de espesor  $d_o$  es impermeable. Los estratos subyacentes de espesor  $d_n$  son acuíferos confinados y el gasto se expresa con la fórmula siguiente:

$$q = \frac{2\pi \sum_1^n k_l d_l}{\ln \frac{R_o}{r_o}} S_o \quad (20)$$

En este caso el flujo de agua hacia el pozo es prácticamente horizontal (fig 7). Si el suelo está formado por diferentes capas con permeabilidad  $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$  de espesor respectivamente igual a  $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ , se puede considerar una permeabilidad media de:

$$k_h D = \sum_1^n k_l d_l$$

Las ecuaciones establecidas indican que el gasto disminuye al incrementarse  $R_o$ . Desde un punto de vista práctico,  $R_o$  no puede incrementarse indefinidamente. Cuando el acuífero es de capacidad ilimitada o tiene una fuente de abastecimiento,  $R_o$  se restringe por distancia a esa fuente. Sichardt estableció una fórmula empírica que puede utilizarse para estimar el valor de  $R_o = R_s$ , cuando la fuente de abastecimiento del acuífero está a mayor distancia que el valor de  $R_1$  (cm):

$$R_s = C_s S_o \sqrt{k} \quad (21)$$

donde

- $S_o$  nivel dinámico dentro del pozo, cm
- $k$  coeficiente de permeabilidad, cm/seg
- $C_s$  (seg/cm)<sup>1/2</sup> (300 para pozos y 200 para trincheras o líneas de pozos)

### 3.2 Análisis de grupos de pozos

En la ingeniería de cimentaciones es importante analizar el comportamiento hidrodinámico de grupos de pozos para conocer las condiciones de flujo y las presiones hidráulicas que afectan la estabilidad de las excavaciones, así como para evaluar el gasto en los pozos y programar el bombeo necesario. El estudio práctico de estos problemas puede enfocarse por medio del concepto de redes de flujo.

En el caso de un flujo horizontal a través de un estrato permeable confinado por estratos impermeables (fig 8), se asume que el gradiente hidráulico es constante en cualquier punto a lo largo de una sección vertical y que es igual a la pendiente de la superficie libre del agua, determinada esta última por medio de piezómetros instalados en el estrato permeable.

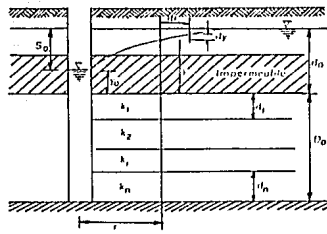


Fig 7 Flujo de agua hacia un pozo en un acuífero estratificado confinado.

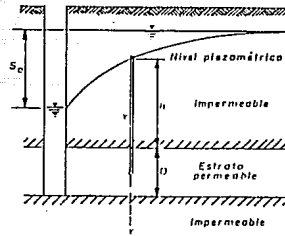


Fig 8 Flujo de agua horizontal en un acuífero confinado

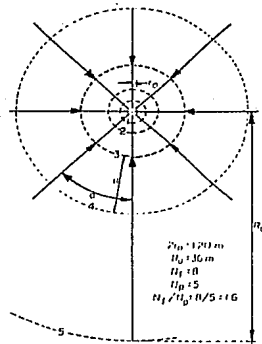


Fig 9 Red de flujo para un pozo aislado

La descarga total del grupo de pozos es:

$$Q = k_h D S_o \frac{N_f}{N_p}$$

donde

$k_h$	coeficiente de permeabilidad medio en dirección horizontal
$D$	espesor del estrato permeable
$S_o$	nivel dinámico dentro de los pozos
$N_f$	número de canales de flujo
$N_p$	número de caídas de potencial en el sistema

El valor característico de la red de flujo es (ver inciso 3.2):

$$R_c = \frac{N_f}{N_p} \quad (15)$$

Para ilustrar el procedimiento, tomemos como ejemplo un pozo aislado de radio  $r_o$  que atraviesa un estrato permeable de espesor  $D_o$ . La red de flujo correspondiente se muestra en planta en la figura 9, en donde se aprecia que esta red tiene un valor característico  $R_c = 1.6$  hasta la quinta línea equipotencial. Entonces, la descarga es igual a:

$$Q = 1.6 (k_h D_o S_o) \quad (22)$$

Este valor puede ser verificado usando la ecuación 20 deducida directamente de la hipótesis de Dupuit, considerando un solo estrato confinado.

$$Q = \frac{6.28}{l_n \frac{R_o}{r_o}} (k_h \cdot D_o \cdot S_o) \quad (23)$$

Comparando las ecuaciones anteriores se observa que el valor característico  $R_c$  es una función del radio  $R_o/r_o$ , que resulta:

$$R_c = \frac{6.28}{l_n \frac{R_o}{r_o}}$$

De la figura 9, para cinco caídas de potencial,  $R_c/r_o = 60$ , de donde se obtiene

$$R_c = 1.5$$

Por lo tanto, los resultados obtenidos aplicando el método de la red de flujo a un pozo aislado y los calculados por medio de la fórmula teórica pueden considerarse equivalentes. Antes de dibujar la red de flujo, debe estimarse el valor de  $R_o$  (ecuación 21) para establecer la frontera de las líneas equipotenciales.

El concepto descrito puede aplicarse al estudio de un grupo de pozos en acuíferos confinados, sujetos a flujo prácticamente horizontal; para acuíferos libres puede obtenerse una aproximación razonable aplicando la ecuación 19 (fig 6).

## 4. FLUJO DE AGUA EN EXCAVACIONES

### 4.1 Permeabilidad de suelos

#### a) Arenas

De la hidráulica se puede comprender que a menor tamaño del conducto, es menor el radio hidráulico y en consecuencia es mayor la fricción que tiene el agua al moverse en los poros. Por lo tanto, para iguales condiciones de tamaño máximo y compacidad los suelos bien graduados tienen menor permeabilidad que los suelos uniformes ya que en aquellos las partículas menores llenan los huecos dejados por las de mayor tamaño, reduciendo el diámetro de los poros.

Considerando la relación de vacíos, el coeficiente de permeabilidad varía como sigue:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2}$$

si la relación de vacíos de un suelo en estado suelto se reduce a la mitad, alcanzado un estado medianamente compacto, entonces la permeabilidad se reduce a la cuarta parte. Por lo tanto, la compactación es un factor importante en la reducción del flujo, para un suelo determinado.

Hazen investigó el coeficiente de permeabilidad para filtros de arena limpia encontrando la siguiente relación empírica (Ref 2):

$$k = C D_{10}^2$$

en la cual  $k$  es el coeficiente de permeabilidad en cm/seg,  $C$  es un coeficiente que varía de 50 a 150. El diámetro efectivo  $D_{10}$  en centímetros se determina con análisis granulométricos,

representando el diámetro para el cual el 10% de las partículas es menor que ese valor. Se puede observar que el valor de  $k$  es muy sensible a la variación del diámetro efectivo.

El valor del parámetro  $C$  depende principalmente de la forma de las partículas; para depósitos de suelos con la misma forma de las partículas  $C$  puede considerarse constante y entonces:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{[D_{10}^2]_1}{[D_{10}^2]_2}$$

relación que puede resultar útil para estudiar la permeabilidad de un depósito, si se dispone de algunos valores del coeficiente de permeabilidad; por medio de análisis granulométricos el valor de  $k$  puede estimarse para los otros sedimentos.

Para tomar en cuenta la compacidad de los suelos arenosos así como las características granulométricas, representadas por el  $D_{50}$  y por el coeficiente de uniformidad, se recomienda utilizar las gráficas de las figs 10 a 11, para suelos densos, suelos con 50% de compacidad y suelos sueltos. Estas gráficas, tomadas de la Ref 2, fueron preparadas originalmente por Byron Prugh (1917-1974) basándose en una combinación de investigaciones en laboratorio y en campo.

En la naturaleza los suelos se encuentran estratificados y la permeabilidad de las diferentes capas del suelo puede cambiar en varios órdenes de magnitud. Esto conlleva a que aún si se efectúa un gran número de pruebas de permeabilidad, sus resultados deben ser tomados con reservas y el juicio del proyectista y del constructor debe ser moderado de acuerdo con la estratigrafía del sitio.

Debido a la dificultad práctica de obtener muestras inalteradas de arenas para ensayarse con penetrometros en laboratorio, el método más recomendable para obtener su permeabilidad, es por medio de pruebas de bombeo, mismas que se describen en el inciso 5.5.

#### b) Arcillas

Para las partículas finas de suelos formados por limos y arcillas, el coeficiente de permeabilidad es de difícil definición porque los conceptos de diámetro efectivo no tienen un significado físico útil en estos materiales. En los suelos compuestos por arcillas, la permeabilidad, en general es menor de  $10^{-6}$  cm/seg por lo que se realizan ensayos de laboratorio con permeámetros de carga variable. Sin embargo, el coeficiente de permeabilidad de los suelos finos se puede obtener indirectamente en el laboratorio por medio de ensayos de consolidación unidimensional, ya que el coeficiente de consolidación que se obtiene en esta prueba es proporcional al coeficiente de permeabilidad.



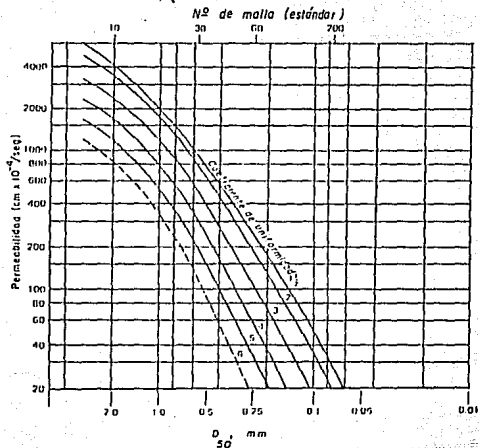


Fig 10 Estimación de la permeabilidad para suelos densos

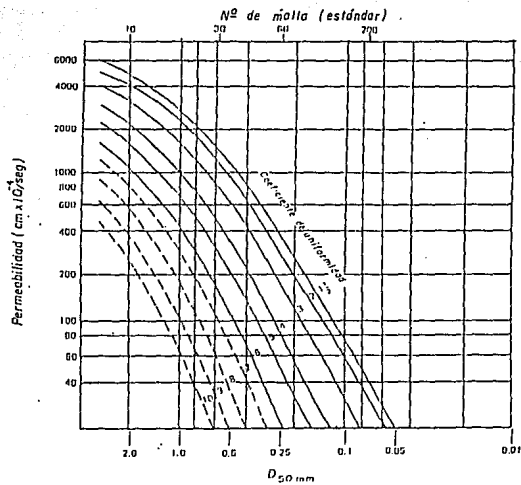


Fig 11 Estimación de la permeabilidad para suelos con 50 % de compactación

De la teoría de consolidación de Terzaghi, se obtiene:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (24)$$

donde  $C_v$  coeficiente de consolidación,  $\text{cm}^2/\text{s}$  (de Terzaghi)  
 $m_v$  coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $\text{cm}^2/\text{kg}$   
 $\gamma_w$  peso volumétrico del agua, en  $\text{kg}/\text{cm}^3$   
 entonces:

$$k = C_v m_v \gamma_w, \quad \text{en cm/s}$$

El valor correspondiente a  $C_v$  es difícil de precisar porque es también muy sensible a las variaciones en las condiciones y características de los suelos. Tómese por ejemplo (ref 1) un limo arcilloso para el que  $C_v = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ . Si en condiciones de suelo inalterado  $m_v = 0.01 \text{ cm}^2/\text{kg}$ , entonces:

$$k = 10^{-3} 10^{-2} 10^{-3} = 10^{-8} \text{ cm/s}$$

que es un valor típico para suelos de alta sensibilidad como el de las arcillas lacustres de la Ciudad de México.

c) *Rango de permeabilidad de diferentes suelos*

Para efectos de comparación, en la tabla siguiente (ref 2) se presentan los valores típicos del coeficiente de permeabilidad tanto de suelos granulares, como de suelos finos y de mezclas de estos.

*COEFICIENTES TÍPICOS DE PERMEABILIDAD*

<i>SUELOS</i>	<i>k (cm/seg)</i>
Grava uniforme (GP)	0.2 a 1 ó más
Grava bien graduada (GW)	$5 \times 10^{-2}$ a 0.3
Arena uniforme (SP)	$5 \times 10^{-3}$ a 0.2
Arena bien graduada (SW)	$10^{-3}$ a 0.1
Arena limosa (SM)	$10^{-3}$ a $5 \times 10^{-3}$
Arena arcillosa (SC)	$10^{-4}$ a $10^{-3}$
Limo (ML)	$5 \times 10^{-5}$ a $10^{-4}$
Arcilla (CL)	$10^{-6}$ a $10^{-8}$
Arcillas coloidales (CH,OH)	$10^{-8}$ a $10^{-10}$

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la mayoría de los depósitos de suelo presentan cierta estratificación con capas de mayor o menor permeabilidad, en general con una orientación prácticamente horizontal. Por lo tanto, se puede esperar en los suelos un comportamiento anisotrópico, en los que la permeabilidad en sentido horizontal es sensiblemente mayor que en la vertical. La anisotropía del suelo resulta determinante en problemas de abatimiento del nivel freático y si en los estudios y pruebas que se realizan se deja de considerar este aspecto, pueden cometerse errores serios.

#### 4.2 *Bombeo en excavaciones*

Al excavar por debajo del nivel freático ocurren dos fenómenos (fig 12):

- 1) Disminución de los esfuerzos totales por la descarga de la masa de suelo excavada, que genera una disminución de esfuerzos efectivos y de la presión de poro; considerando que se va excavando sin cambio de volumen, existe un efecto de succión
- 2) Tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante

Se producen así dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua; conforme pasa el tiempo y dependiendo de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se desarrolla un flujo para restablecer la condición hidrostática, durante el cual aumenta el contenido de humedad y disminuyen los esfuerzos efectivos.

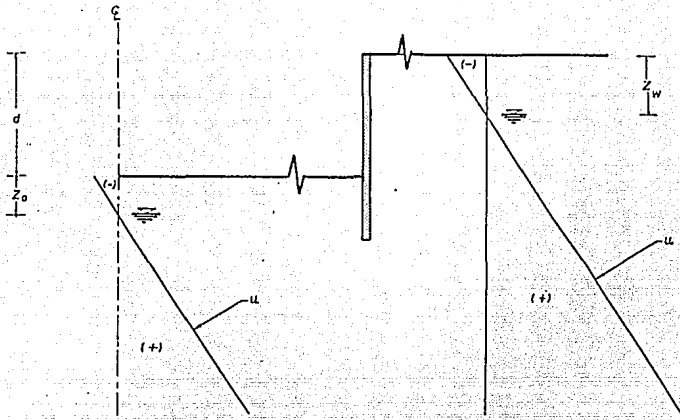
El objetivo del bombeo consiste en extraer el agua libre de la masa de suelo mientras permanezca abierta la excavación, para evitar eventuales condiciones de inestabilidad y deformaciones excesivas.

A continuación se discuten casos representativos para ejemplificar las condiciones de flujo y los estados de esfuerzos correspondientes, que determinan las características del sistema de bombeo en una excavación.

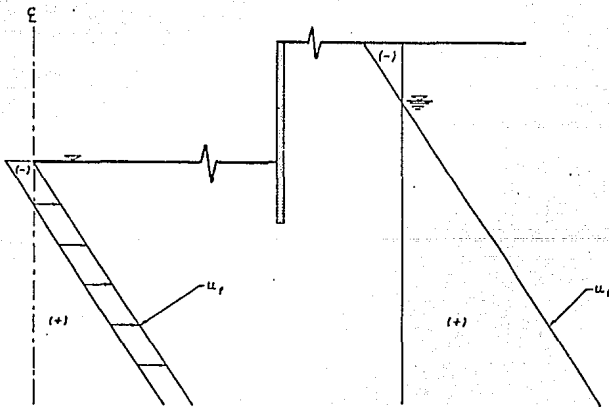
##### a) *Condiciones de flujo en excavaciones*

En tanto el cambio de esfuerzos, y con ello el desarrollo de la red de flujo, depende de la permeabilidad de los suelos (inciso 2.2), se considera una excavación en suelos homogéneos arcillosos para aclarar el efecto del tiempo; en suelos arenosos, puede suponerse que el flujo se establece inmediatamente y sin abatimiento espontáneo del nivel freático bajo el fondo de la excavación.

*Excavación infinita instantánea en arcillas.* Este caso hipotético sirve de referencia para las condiciones que ocurren en la práctica; en la figura 12 se presentan esquemáticamente las condiciones durante la excavación.



a) Condición inmediata a la excavación



b) Condición a largo plazo

Fig 12 Excavación infinita en arcillas

- 1) Inicialmente existe una distribución hidrostática con el nivel freático a la profundidad  $z_w$ .
- 2) Suponiendo una excavación instantánea de la masa de suelo a excavar, la baja permeabilidad de la arcilla impide la modificación de los esfuerzos efectivos, provocándose un abatimiento espontáneo del nivel freático hasta la profundidad  $z_o$  bajo el fondo de la excavación:

$$z_o = \frac{\sigma_{od}}{\gamma_w}$$

donde  $\sigma_{od}$  es el esfuerzo efectivo al nivel del fondo antes de excavar y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua

- 3) Conforme transcurre el tiempo, dependiendo de la permeabilidad del suelo y de la profundidad de la excavación (que determina el gradiente hidráulico), las presiones de poro aumentan tendiendo a la condición hidrostática, generándose un decremento equivalente en los esfuerzos efectivos.

*Excavación finita cercana a una frontera impermeable.* En la práctica, las excavaciones profundas requieren su estabilización mediante elementos de soporte lateral como tablestacas (fig 13), generándose las condiciones de flujo siguientes.

- 1) Al alcanzar el nivel máximo de excavación, el nivel freático bajo el fondo se abate a una profundidad menor o igual a  $z_o$ , dado por la ecuación 27 (ver ec 25 del inciso siguiente), a condición de excavar de manera rápida (en relación a la permeabilidad del suelo) y continua
- 2) Posteriormente, se genera un flujo tendiente a alcanzar las condiciones de flujo establecido; la red de flujo correspondiente a esta etapa es variable en el tiempo y está gobernada por la ecuación diferencial general (4) presentada en el inciso 2.2
- 3) Con el tiempo, cuya magnitud depende de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se alcanza la condición representada por la red de flujo establecido; esta red permite evaluar la variación en los esfuerzos efectivos

*Excavación finita cercana a un acuífero.* Las condiciones de abatimiento instantáneo y de flujo subsecuente son similares a las descritas en el inciso anterior, con la diferencia de que la presión hidráulica en el acuífero se mantiene sin modificación durante todo el proceso de excavación; debe notarse que en este caso, el flujo de agua ocurre en la dirección vertical. En la figura 14 se presentan las condiciones de esfuerzos asociadas a la red de flujo establecido que se alcanza con el tiempo.

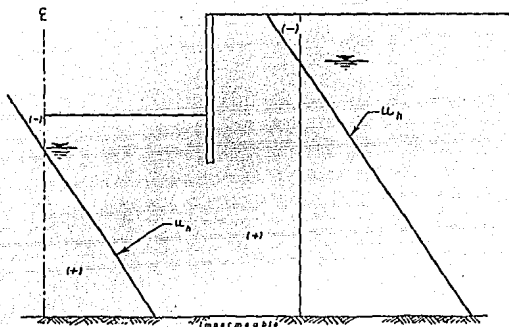
#### b) *Estados de esfuerzos en excavaciones*

A continuación se comentan los estados de esfuerzos asociados a las diferentes etapas de excavación con base en los diagramas de la figura 14, considerando una masa de suelo homogéneo y saturado.

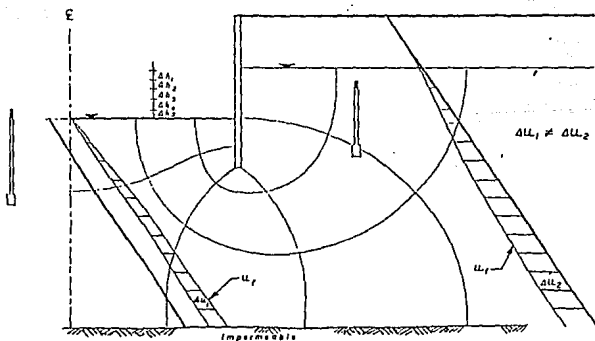
**Condición inicial.** Antes de excavar prevalecen los esfuerzos geostáticos que se incrementan linealmente con la profundidad; el diagrama de presión de poro inicia a partir del nivel freático.

**Inmediatamente después de excavar.** Los esfuerzos totales disminuyen teniendo un valor nulo en el fondo de la excavación y con una distribución que depende de la geometría:

$$p_f = p_o - p_{od} \cdot I_o \quad (25)$$

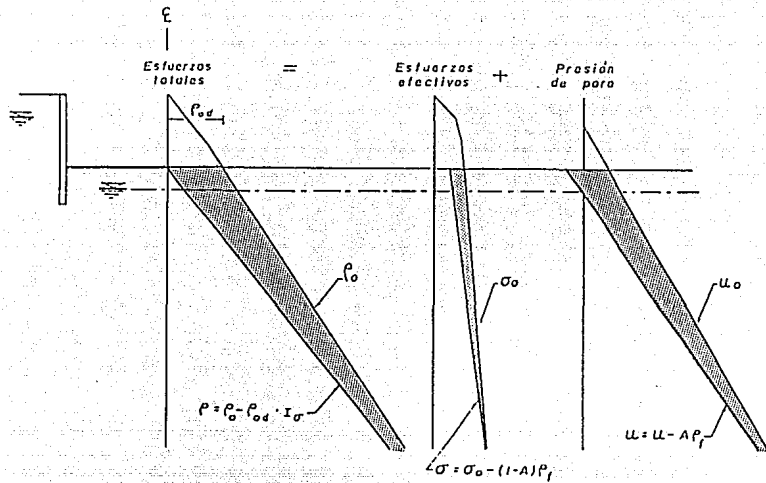


a) Condición inmediata a la excavación

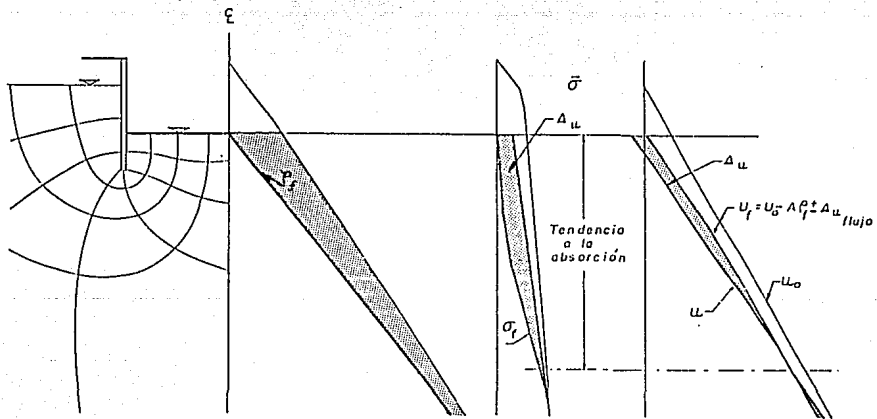


b) Condición de flujo establecido

Fig 13 Excavación finita cercana a una frontera impermeable



a) Condición inmediatamente después de excavar



b) Condición a largo plazo

Fig 14 Diagrama de esfuerzos en una excavación

Por su parte, los esfuerzos efectivos y la presión de poro disminuyen también según las propiedades mecánicas del suelo; considerando únicamente el decremento de esfuerzos verticales y el coeficiente de presión de poro propuesto por Skempton:

$$\sigma = \sigma_o - (1 - A) p_f \quad (26)$$

$$u = u_o - A \cdot p_f$$

Asimismo, el nivel freático bajo el fondo se abate una profundidad  $z$ :

$$z = \frac{\sigma_d}{\gamma_w} = \frac{A \cdot p_{od} - u_{od}}{\gamma_w} \leq z_o \quad (27)$$

*A largo plazo.* En un tiempo que depende de la geometría de la excavación y de la permeabilidad del suelo, la presión de poro se modifica hasta coincidir con la correspondiente a la del flujo establecido hacia la excavación, con la consecuente variación de signo contrario en los esfuerzos efectivos:

$$\sigma_f = \sigma_o - (1 - A) p_f \mp \Delta u_{flujo} \quad (28)$$

$$u_f = u_o - A p_f \pm \Delta u_{flujo}$$

Debe entenderse que, el signo negativo en  $\Delta u$  representa una disminución en los esfuerzos efectivos.

### c) *Falla de fondo por subpresión*

Finalmente, en suelos arenosos se verifica que las fuerzas ascendentes de filtración sean menores que los esfuerzos efectivos para evitar fallas locales por licuación; por otra parte, en suelos arcillosos debe revisarse que la presión total del suelo bajo el fondo de la excavación sea mayor que la presión hidráulica en los acuíferos para evitar la falla por subpresión (fig 15).

### d) *Extracción de agua en suelos arenosos y en suelos finos*

La diferencia de permeabilidades y estratificación de los depósitos naturales tiene las siguientes implicaciones prácticas.

Debido a la alta permeabilidad de los suelos granulares, el flujo se establece de manera inmediata, por lo cual el bombeo en estos suelos se diseña para controlar el gasto de agua que se filtra hacia la excavación, evitar fuerzas de filtración ascendentes y poder trabajar en seco; el volumen que se requiere manejar puede variar desde 0.1 m<sup>3</sup>/s hasta varios m<sup>3</sup>/s.



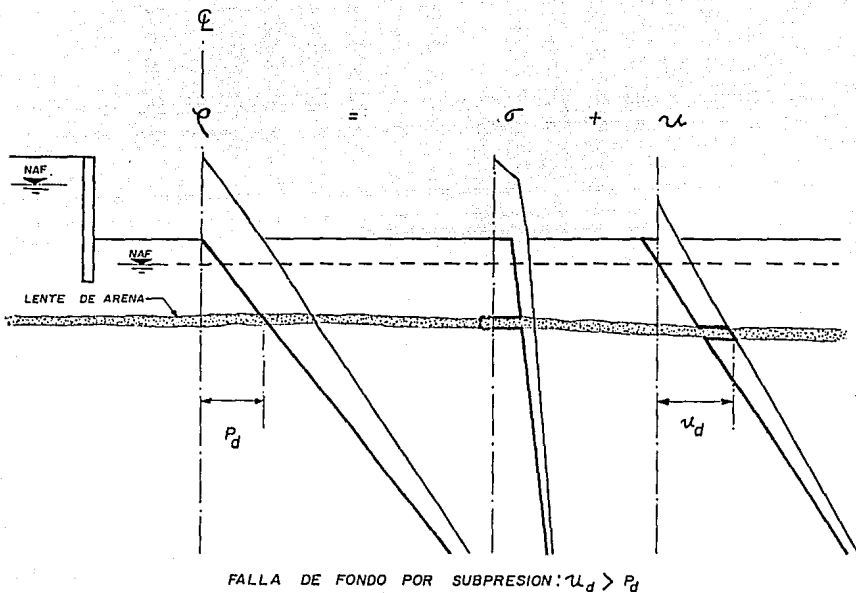


Fig 15 Condiciones hidráulicas en un estrato permeable bajo el fondo de la excavación

Los depósitos de suelos arcillosos frecuentemente presentan microfisuramiento, así como intercalaciones de delgados estratos arenosos de mayor permeabilidad; en estas condiciones, el bombeo se realiza fundamentalmente para extraer el agua libre, con lo cual se evita que se activen las fisuras existentes y se disminuye al mínimo la modificación de esfuerzos efectivos por cambios en el contenido de humedad de los suelos finos; de esta manera se evitan expansiones excesivas y los asentamientos subsecuentes, así como condiciones de inestabilidad por disminución de la resistencia de los suelos. En cualquier caso, los pozos deben atravesar todos los estratos que puedan generar una falla por subpresión. En la ciudad de México son usuales los gastos de 0.1 a 0.5 lt/s.

*e) Implicaciones para el cálculo de expansiones*

Las expansiones provocadas por una excavación pueden estimarse a partir del cambio en esfuerzos totales o efectivos; en ambos casos debe considerarse el uso del bombeo, como se discute a continuación.

*Cálculo en términos de esfuerzos totales.* Es usual determinar las expansiones aplicando directamente las expresiones de la teoría de la elasticidad y módulos de deformación obtenidos con pruebas no drenadas; en este caso se considera que las condiciones de esfuerzos y drenaje que determinan los módulos de las probetas ensayadas coinciden con las inducidas por la excavación.

*Cálculo en términos de esfuerzos efectivos.* En este caso se requiere conocer tanto el cambio en esfuerzos totales como en la presión de poro, así como el módulo de deformación en términos de esfuerzos efectivos. La disminución de esfuerzos totales por la descarga se estima con la teoría de la elasticidad; por su parte, es usual que el cambio en esfuerzos efectivos se deduzca de las presiones de poro asociadas a una red de flujo. Como se comentó antes, el flujo y la red correspondiente se establece sólo a largo plazo; considerando además que en este procedimiento de cálculo se pasa por alto la modificación de presiones de poro por esfuerzos cortantes a volumen constante, es claro que el cálculo de expansiones a corto plazo a partir de la red de flujo, es un artificio para estimar esfuerzos efectivos sin recurrir a una teoría de presión de poro. Finalmente, como al igual que en el caso precedente una hipótesis de cálculo consiste en deformaciones a volumen constante, puede concluirse que el sistema de bombeo es un supuesto para la ejecución de la excavación.

## PARTE II DISEÑO GEOTECNICO DE SISTEMAS DE BOMBEO

### 5. ESTUDIO GEOTECNICO

#### 5.1. Generalidades

La investigación geotécnica del subsuelo para un proyecto de ingeniería tiene diversos propósitos: determinar la secuencia estratigráfica; definir las propiedades mecánicas de los suelos para análisis de la cimentación y de empujes, tanto sobre estructuras de soporte provisional, como sobre muros estructurales definitivos. Así también evaluar problemas constructivos, tales como excavaciones y control del agua del subsuelo.

*Objetivos de un sistema de bombeo.*

- 1) Captar filtraciones y abatir el nivel freático.
- 2) Mejorar la estabilidad de taludes, evitar erosión o falla de taludes y reducir el área de trabajo.
- 3) Evitar el levantamiento del fondo de excavaciones o licuación por efecto de flujo de agua ascendente.
- 4) Mejorar las características de densidad y compactación de los suelos en el fondo de las excavaciones.
- 5) Reducir presiones de tierras sobre estructuras de soporte y tablaestacas.

En una primera etapa de exploración geotécnica general, se tiene un conocimiento de las condiciones estratigráficas y una estimación de las propiedades mecánicas de los suelos, con lo que se efectúa un diseño geotécnico preliminar de la cimentación, seleccionando las alternativas posibles.

En esta etapa preliminar, de acuerdo con la profundidad del nivel freático, es posible definir si se requiere un abatimiento de dicho nivel durante la construcción de la cimentación, en cuyo caso es necesario efectuar un estudio geotécnico específico para el análisis del sistema de abatimiento adecuado; en ocasiones es posible como alternativa modificar el proyecto de tal forma que se evite el abatimiento.

El estudio geotécnico específico para análisis del sistema de abatimiento comprende las etapas siguientes:

- 1) Estudios previos
- 2) Sondeos de detalle
- 3) Instrumentación
- 4) Ensayes de laboratorio
- 5) Pruebas de bombeo

## 5.2 Estudios previos y exploración complementaria

Los estudios se inician con la recopilación y análisis de la información existente del área en estudio, que pueda ser de utilidad para conocer las condiciones estratigráficas generales de la zona, la cual se complementa con sondeos preliminares si es necesario (ref 4). En cuanto al agua del subsuelo, las siguientes fuentes pueden proporcionar información de interés.

**Estudios geológicos.** Estudios de este tipo realizados para abastecimiento de agua, en cimentación de estructuras, para exploración minera o como investigación, pueden proporcionar información respecto al origen y formación de los suelos y a las condiciones del agua freática. En el Instituto de Geología de la UNAM se pueden hallar cartas geológicas de detalle de algunas zonas de la República Mexicana, mismas que también es posible obtener en el INEGI.

**Mapas o fotografías aéreas antiguas.** En estos es posible identificar cursos de agua antiguos que han sido rellenados simplemente o entubados; los mapas preparados por el INEGI son ampliamente utilizados por los proyectistas.

**Sondeos para otros proyectos.** En ocasiones es posible obtener información geotécnica de proyectos previos en el sitio en estudio o de sus inmediaciones. Esta información puede resultar útil tanto para conocer las condiciones del agua del subsuelo, como para evaluar fuentes potenciales de agua de acuíferos cercanos. Si la información previa disponible no es suficiente, se requiere efectuar una primera etapa de sondeos de exploración, para precisar la ubicación del nivel freático.

Con base en el estudio de la información disponible, y tomando en cuenta los resultados de la exploración preliminar, se puede efectuar una evaluación de los problemas que originará el agua del subsuelo en el proyecto; si los problemas previstos son importantes para el diseño, el costo o posibles afectaciones a otras estructuras, entonces se requiere efectuar un estudio detallado del agua del subsuelo.

**Exploración complementaria.** Cuando existe problema con el agua del subsuelo, se debe tener atención especial en el programa de sondeos de detalle. Para determinar las condiciones estratigráficas, se recomienda en primer término efectuar sondeos de cono mecánico que cubran el área de interés y las zonas vecinas que puedan tener influencia en el proyecto; con la información obtenida de estos sondeos, se podrá definir la estratigrafía de la zona, así como

posibles capas de materiales impermeables, que de ser continuas indicarán la existencia de acuíferos separados.

Para excavaciones bajo el nivel freático en suelos arcillosos, el propósito del bombeo es principalmente estabilizar las paredes y el fondo de la excavación; por lo tanto, es factible que se requiera abatimiento en suelos de consistencia blanda a muy blanda, como los que se tiene en la zona de lago de la Ciudad de México (Ref 4). Es importante detectar la presencia de capas arenosas bajo el fondo de la excavación en proyecto, ya que en éstas se puede generar subpresión capaz de provocar la falla del fondo por desplazamiento de una capa de arcilla relativamente delgada localizada entre el fondo de la excavación y un estrato arenoso.

En una segunda etapa, se programan sondeos de muestreo para verificar la interpretación de los sondeos de cono y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio.

Es necesario asignar a cada brigada de exploración un ingeniero calificado que conozca los datos preliminares recopilados, el cual deberá efectuar una identificación adecuada de las muestras obtenidas y hacer observaciones respecto al nivel del agua encontrado (Ref 5).

La profundidad de los sondeos normalmente deberá ser sensiblemente mayor que la profundidad de excavación, ya que el volumen de agua que deberá bombearse está determinado por el espesor del acuífero. Si el espesor del corte requerido para el proyecto es importante, en general conviene que al menos algunos de los sondeos se lleven hasta una profundidad bajo el nivel de excavación igual al espesor que deberá cortarse, o bien hasta llegar a la roca basal.

Son de fundamental importancia las observaciones del nivel de agua durante la perforación y requieren el conocimiento de los suelos atravesados, los métodos de perforación y las posibles condiciones hidrológicas.

Los niveles de agua en arcillas tiene poco significado, pero cuando se atraviesan acuíferos arenosos, es importante anotar la profundidad a la que el nivel del agua es encontrado primero, y si posteriormente se eleva, lo que indicará presión artesisiana, o si por el contrario, desciende, indicando que se trata de mantos colgados.

En sondeos efectuados con ademe, éste corta la conexión con el estrato superior y el nivel de agua observado es representativo únicamente del último estrato muestreado. En sondeos con máquina rotatoria el efecto del fluido de perforación falsea el nivel del agua, sobre todo si se utiliza lodo bentonítico; aún sin utilizar bentonita, las arcillas naturales mezcladas por el efecto de las brocas y el agua circulante, pueden formar una capa impermeable en la pared del pozo que impide medir el nivel real del agua. Si se pretende medir el nivel freático será necesario lavar el barreno con agua limpia y después esperar a que se establezca el nivel.

De acuerdo con lo indicado, las observaciones del nivel freático efectuadas en las perforaciones correspondientes a sondeos, no siempre son confiables; en general es necesario que al menos algunos barrenos seleccionados se habiliten como pozos de observación.

En general, se requieren muestras alteradas representativas para efectuar ensayos granulométricos, con base en los cuales se estima la permeabilidad de los materiales arenosos, de ahí que el muestreo pueda realizarse con el método de penetración estándar.

Eventualmente se podrán extraer muestras inalteradas, por ejemplo, por medio de pistón estacionario, con las cuales se podrían efectuar ensayos de permeabilidad en el laboratorio; sin embargo, estos ensayos en general representan condiciones puntuales por lo que normalmente son de poca utilidad.

El sondeo podrá ser de tipo selectivo, obteniendo únicamente las muestras necesarias para verificar la estratigrafía y realizar ensayos de laboratorio representativos. El muestreo continuo sólo se justifica cuando se requiera detectar capas arcillosas cuya posición y continuidad pueden resultar críticas en las condiciones del agua del subsuelo.

### 5.3 Instrumentación

La instalación de instrumentos es necesaria para medir la carga hidráulica en un acuífero y evaluar el rendimiento de un sistema de abatimiento; para este efecto, se utilizan piezómetros y pozos de observación (Ref 5). Con el piezómetro se miden presiones en un acuífero confinado y con el pozo de observación normalmente se mide el nivel freático en un acuífero libre.

Para poder programar el número, localización, profundidad y detalles de instalación de piezómetros y tubos de observación, es indispensable conocer adecuadamente las condiciones estratigráficas de la zona en estudio y además, es muy conveniente anotar cuidadosamente las condiciones del suelo en las perforaciones efectuadas para la instalación de estos instrumentos, ya que la presencia inesperada de capas de arcilla puede distorsionar la información.

*Instrumentación en arenas.* Los piezómetros que se utilizan en suelos arenosos son de tipo abierto y se pueden instalar en una perforación previa (piezómetro tipo Casagrande) o hincados (punta piezométrica).

*Piezómetro abierto en perforación previa.* Consta de un tubo vertical, de PVC o metálico de 1.3 cm de diámetro, con coples cementados y una celda permeable en su parte inferior; esta celda es un tubo de PVC de 4.8 cm de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 1 mm que permiten el paso del agua (fig 16a). Se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2 mm; usualmente se coloca un filtro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales de 4 pulg de diámetro como se muestra en la fib 16b; el fluido de perforación debe ser agua. Para soportar la arena se utiliza ademe metálico de diámetro N; terminada la perforación a una profundidad de 60cm bajo de instalación del piezómetro se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.

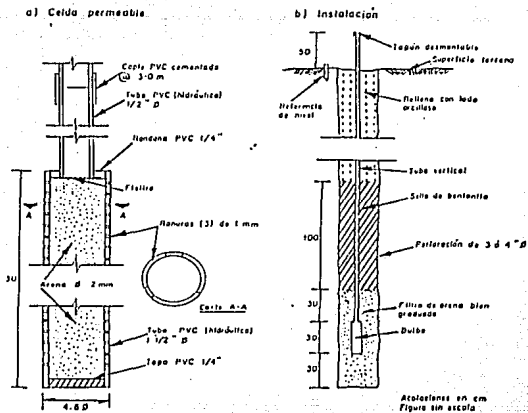


Fig 16 Piezómetro abierto

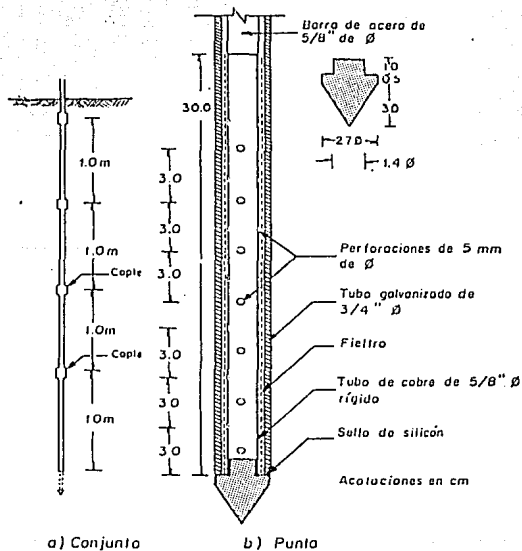


Fig 17 Punta piezométrica

El piezómetro se coloca debidamente ensamblado dentro del pozo, asentándolo en arena bien graduada previamente vaciada en el pozo. En la parte superior de la tubería se coloca un tapón, roscado o débilmente cementado, con una pequeña perforación para que el aire atrapado tenga salida. El ademe se extrae en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo. Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen; este sello impide la intercomunicación de un acuífero confinado, con los otros acuíferos. El resto del pozo se rellena con lodo arcilloso.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua en el acuífero en que fue instalada; el nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica.

**Piezómetro abierto hincado.** Está integrado por a) tubo de cobre de 5/8 pulg de diámetro y 30 cm de longitud, con perforaciones de 5 mm, forrado con fieltro permeable, fig 17, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 pulg de diámetro en tramos de 1.0 m con coples, y c) punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

El procedimiento de instalación de estos piezómetros consiste esencialmente en:

- 1) Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica hasta un metro arriba de la profundidad de instalación
- 2) Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada (fig 18a)
- 3) Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8" pulg de diámetro, en tramos de 1.5 m con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NF). Enseguida, con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable (fig 18b), o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm (fig 18c)
- 4) Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel NA no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NF); a continuación este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio (fig 18d)

El nivel del agua dentro del tubo se determina con una sonda eléctrica. Su funcionamiento es muy confiable ya que se instalan sin emplear lodo bentonítico; asimismo, la posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlos en sitios de acceso difícil.

**Tubo de observación del nivel freático.** Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los períodos de lluvias y sequía; también permite determinar el abatimiento de este nivel durante una prueba de bombeo o por el funcionamiento de un sistema de abatimiento.

El tubo de observación es un ducto vertical instalado en una perforación, que se profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático o del nivel de abatimiento previsto (fig 19); su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial entre al tubo



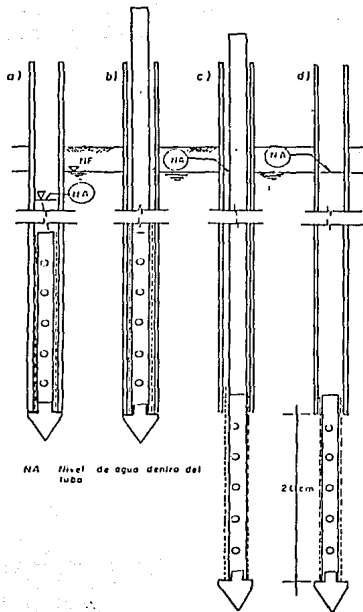


Fig 18 Instalación de punta piezométrica

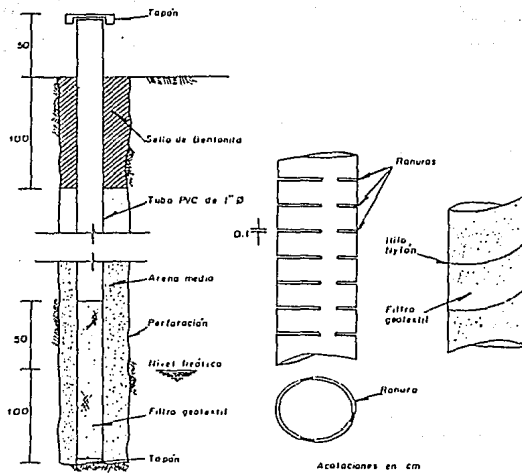


Fig 19 Tubo de observación

**Piezómetros en arcillas.** Para medir la presión de poro en suelos arcillosos los piezómetros abiertos no son adecuados, ya que el volumen de agua que debe desplazarse para alcanzar el nivel piezométrico puede disminuir la presión de poro y obtenerse una lectura baja.

Sin embargo, si el abatimiento se realiza en un estrato arenoso intercalado para evitar subpresión con la arcilla, en ese estrato arenoso se deben instalar piezómetros abiertos para definir la presión durante la excavación.

Para medir la presión de poro en arcillas deben utilizarse piezómetros neumáticos, que permiten medir directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma; como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto.

En la fig 20 se muestra un piezómetro neumático en el que el sensor está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable unidas con 6 tornillos de  $\frac{1}{4}$  pulg; ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulg de espesor. El procedimiento de instalación es similar al indicado para piezómetros abiertos instalados en perforación previa. La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema con presión controlada.

Los piezómetros neumáticos son instrumentos delicados cuya instalación y operación debe encomendarse a personal cuidadoso debidamente entrenado.

#### 5.4 *Ensayes de laboratorio*

Con las muestras obtenidas durante la exploración en los sondeos de muestreo selectivo se programan los siguientes ensayes:

En todas las muestras obtenidas se efectúa una clasificación detallada de los materiales, anotando los datos que puedan servir para distinguir entre diversas formaciones geológicas como: color, textura, forma de los granos, minerales identificables etc. Estos ensayes sirven para definir las condiciones estratigráficas.

En materiales arenosos en muestras representativas de los estratos correspondientes a acuíferos importantes, se programan ensayes granulométricos que sirven de base para estimar la permeabilidad ya sea mediante el criterio de Hazen (fórmula 4) de acuerdo con el diámetro efectivo  $D_{10}$  ó con métodos más elaborados como el de Prugh. Con este último se utilizan las figs 10 a 12 para obtener la permeabilidad de las arenas en función del  $D_{50}$  y del coeficiente de uniformidad y tomando en cuenta la compacidad relativa de los suelos, que en este caso se estima por medio de los resultados de los sondeos de cono mecánico o de penetración estándar efectuados.

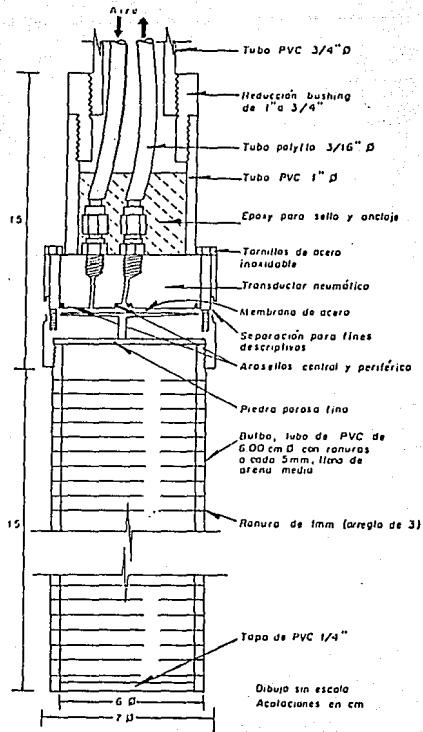


Fig 20 Piezómetro neumático

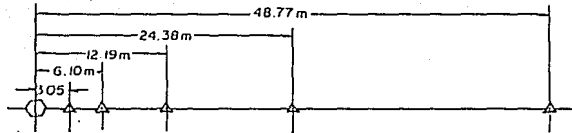


Fig 21 Arreglo típico de piezómetros

Los ensayos en permeámetros normalmente no se realizan debido a las dificultades para obtener muestras inalteradas de arenas y tomando en cuenta que los resultados sólo representan valores puntuales.

En los suelos arcillosos en general la permeabilidad es menor de  $10^{-6}$  cm/seg por lo que en ocasiones resulta impráctico efectuar en muestras de estos suelos ensayos en permeámetros de carga variable; sin embargo, el coeficiente de permeabilidad de los suelos finos puede obtenerse indirectamente por medio de ensayos de consolidación unidimensional de acuerdo con la fórmula 24, con los inconvenientes ya señalados en el inciso 2.2.

En arcillas de consistencia muy blanda a media es importante conocer la resistencia del suelo para efectuar el análisis de estabilidad de las excavaciones, por lo que en muestras inalteradas obtenidas de los sondeos de muestreo selectivo, se realizan ensayos triaxiales, normalmente de tipo no consolidado-no drenado, con los que se obtiene la cohesión aparente  $c_u$  para condiciones no drenadas.

También puede requerirse efectuar ensayos de consolidación unidimensional en arcillas, para evaluar problemas potenciales por hundimiento debido al abatimiento del nivel freático.

### 5.5 Pruebas de bombeo

La ejecución de pruebas de bombeo se justifica económicamente cuando un abatimiento representa un problema potencial importante para el costo del proyecto; las pruebas de campo constituyen la mejor manera de obtener datos acerca de la permeabilidad de los suelos, del gasto que puede extraerse de un pozo aislado y de factores del procedimiento de construcción que determinan la programación y el costo del sistema de abatimiento requerido.

**Información básica para la prueba.** Una prueba de bombeo es parte del estudio geotécnico y para su programación debe tenerse un conocimiento completo de las condiciones estratigráficas determinadas con los sondeos, de los niveles de agua y de los resultados de ensayos de laboratorio. Asimismo, debe contarse con toda la información disponible respecto a abatimientos previos realizados en el área, de pozos para abastecimiento de agua, o de hidrología de superficie.

**Objetivos de la prueba.** Pueden incluir la determinación de:

- 1) Permeabilidad media o trasmisibilidad y radio de influencia.
- 2) Gradiente horizontal probable, del que depende el efecto en estructuras vecinas o en pozos de abastecimiento de agua.
- 3) La dificultad de instalar pozos, para el diseño y selección del procedimiento constructivo.
- 4) El gasto que puede extraerse en un pozo.
- 5) Cualquier condición imprevista que pueda afectar el abatimiento.

**Diseño de la prueba de bombeo.** Con la información disponible y de acuerdo al abatimiento del nivel freático requerido para el proyecto, el diseñador analiza la capacidad aproximada de bombeo en el pozo; con ello procede a diseñar el pozo, especificando los siguientes aspectos:

- 1) Tipo de bomba adecuada. Para suelos arenosos se utilizan bombas sumergibles y en suelos finos preferentemente, bombas de eyector.
- 2) Ademe. Debe ser de diámetro suficiente para admitir una bomba del tamaño necesario; el diámetro externo debe permitir acomodar un filtro de arena o grava de suficiente espesor entre el ademe y la perforación. Las ranuras en el ademe deben estar en concordancia con las características del filtro.
- 3) El filtro debe seleccionarse de acuerdo con el tipo de suelo.

El pozo deberá penetrar todos los estratos que afectará el bombeo durante el abatimiento. Ocasionalmente, cuando están involucrados acuíferos distintos pueden realizarse dos pruebas diferentes, una en el acuífero superior y otra en el inferior, en pozos independientes.

**Arreglo de tubos de observación y de piezómetros.** En condiciones de acuíferos simples es suficiente con una sola línea de tubos de observación. En general, si el radio de influencia previsto es importante, los instrumentos se ubican separados logarítmicamente (fig 21).

El instrumento más cercano debe colocarse de 3 a 6 m desde el pozo para poder analizar la eficiencia del bombeo; el tubo de observación más alejado puede ubicarse en un 30% de la distancia anticipada del radio de influencia. Cuando están involucrados varios acuíferos, además de los tubos de observación deben instalarse piezómetros con sellos de bentonita adecuados.

Cuando se prevé la influencia de zonas de recarga del acuífero o de barreras que lo limitan puede ser necesario instalar varias líneas de instrumentos. En la fig 22 se ejemplifica este caso, con una línea A hacia la orilla de un río, la línea B paralela al río y una tercera línea C hacia la frontera representada por una barrera. Mediciones en los diferentes instrumentos de las tres líneas, previas al bombeo, suministran información respecto al movimiento natural del agua en el subsuelo, que ayudarán a la interpretación de anomalías en los datos de la prueba.

La elevación de los niveles de agua en el pozo de bombeo y en los tubos de observación deben referirse a un mismo banco de nivel.

**Duración del abatimiento en la prueba y de la recuperación.** El bombeo durante la prueba debe mantenerse el tiempo suficiente para que se defina el patrón de abatimiento característico del acuífero. Walton recomendaba que el tiempo de bombeo debería mantenerse por lo menos un tiempo  $t_b$  en min (Ref 2):

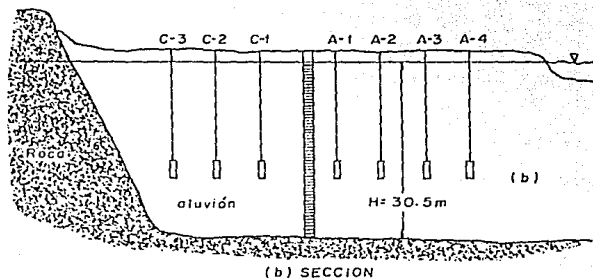
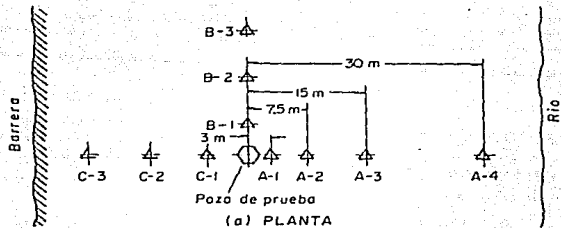


Fig 22 Arreglo piezométrico de acuerdo a las condiciones de frontera (a)Planta, (b) Sección para un acuífero libre.

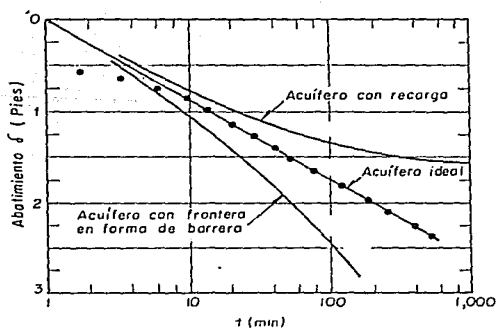


Fig 23 Curvas de abatimiento  $\delta$  vs log del tiempo en un acuífero confinado que muestra el efecto de una recarga y de una frontera (Barrera)

$$t_b = \frac{1.35 \times 10^5 r^2 C_s}{T} \text{ (U.S.)}$$

donde

- r es la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación considerado (pies)
- T es la transmisibilidad del acuífero, en galones/día/pie
- C<sub>s</sub> es el coeficiente de almacenamiento que para acuíferos libres normalmente es del orden de C<sub>s</sub> = 0.2 y que para acuíferos confinados varía de 0.0005 a 0.001.

Debe tomarse en cuenta que la relación propuesta por Walton es aplicable a un acuífero ideal.

En condiciones normales el tiempo de abatimiento requerido varía desde unos minutos para acuíferos confinados hasta varios días para acuíferos abiertos. Para fines de diseño, un período de prueba usual es de 24 hr para acuíferos confinados y de 7 días para acuíferos abiertos. El tiempo de prueba necesario debe definirse durante la ejecución, mediante el análisis de gráficas de los datos de abatimiento realizadas conforme avanza la prueba.

El bombeo puede ser suspendido cuando se alcanza una condición de equilibrio; sin embargo, en ocasiones se presentan equilibrios aparentes en un acuífero abierto, por efecto de respuesta lenta del agua almacenada, en cuyo caso la prueba debe continuarse hasta que se alcance el equilibrio real.

Después de suspender el bombeo, deben registrarse los niveles del agua en los instrumentos durante la recuperación hasta que el análisis de las gráficas respectivas indique que es suficiente con la información registrada. Para fines de planeación, los datos de recuperación son significativos aproximadamente durante un lapso del 60% del tiempo de bombeo.

**Gasto de extracción de prueba.** El gasto extraído del pozo de prueba debe ser suficiente para producir un abatimiento adecuado para los análisis; asimismo, el gasto debe permanecer constante durante la prueba. Es una buena práctica seleccionar un gasto de prueba significativamente menor que la capacidad total del pozo; normalmente el gasto de prueba se define por medio de una prueba preliminar de corta duración, durante la cual se calibra la bomba.

**Frecuencia de las observaciones.** Es importante tomar varias series de lecturas el día anterior a la prueba y repetirlas en la mañana del día de inicio de la prueba; si se observan anomalías, estas deben ser analizadas antes de iniciar la prueba.

Es costumbre espaciar las lecturas logarítmicamente con el tiempo; al inicio de la prueba se toman lecturas frecuentes, incrementando los intervalos gradualmente. Una secuencia similar se utiliza para las mediciones de recuperación a partir de la suspensión del bombeo. En acuíferos

confinados, pueden ser necesarias lecturas muy frecuentes al inicio de la prueba, por ejemplo a cada minuto durante los 10 primeros minutos en uno o dos piezómetros clave. En acuíferos abiertos, los primeros minutos de la prueba son menos críticos.

Además de las lecturas, deben anotarse las condiciones de flujo y otras observaciones importantes como los niveles de ríos, lagos u otros cuerpos de agua cercanos; también la altura de lluvia si se espera rápida infiltración y cualquier otra actividad en el área que afecte la prueba.

**Análisis de los resultados.** Con los datos obtenidos durante la prueba, debidamente ordenados, se preparan gráficas en papel semilogarítmico, con el tiempo en la escala horizontal (log) y el abatimiento o la recuperación en la escala vertical (aritmética). Debe anotarse en la misma gráfica cualquier observación registrada durante la prueba, de tal manera que puedan interpretarse los efectos ajenos a la misma. De la gráfica se seleccionarán los lapsos más representativos para obtener el gasto y la permeabilidad media de acuerdo con la fórmula teórica correspondiente a las condiciones del acuífero en estudio.

Las fórmulas en general corresponden a un acuífero ideal, para el cual las gráficas abatimiento-tiempo para un gasto constante deben resultar prácticamente rectas en papel semilogarítmico; cualquier divergencia del acuífero real de uno ideal resulta en curvas con forma distorsionada, con cambios de pendiente o con desplazamientos hacia arriba o hacia abajo respecto a la recta ideal.

Si los cambios en las curvas obtenidas respecto a los de un acuífero ideal son muy importantes, se pueden cometer errores severos en la interpretación de los resultados, hasta de un orden de magnitud; sin embargo, con un análisis cuidadoso de las gráficas, los parámetros para el diseño del abatimiento pueden deducirse con precisión suficiente.

En la fig 23 (Ref 2) se presentan curvas hipotéticas para ilustrar desviaciones de las gráficas respecto a la recta ideal, basadas en la experiencia en varias pruebas de bombeo. Gráficas de este tipo pueden servir para una interpretación más cercana a la realidad, obteniéndose así parámetros más confiables.

En el caso de la recarga, la gráfica empieza como una recta y continúa como una curva hacia arriba, que tiende al equilibrio; la curva ideal corresponde a una prueba teórica con valores de  $T = 50,000$  gal/día/pie;  $Q = 500$  gal/mm,  $C_s = 0.001$  y  $r = 100$  pies ( $T, C_s$  y  $r$  definidos para la ecuación 29).

La fig 24 es una gráfica distancia-abatimiento correspondiente a la mismas pruebas de la figura anterior; obsérvese que la curva representativa del acuífero con recarga, se ubica también arriba de la curva ideal (como en la fig 22) pero en este caso la curva primero mencionada resultó prácticamente recta; el coeficiente de almacenamiento resultó de  $C_s = 0.02$ , que es anormalmente alto para un acuífero confinado. La fig 25 es una gráfica de recuperación de la misma prueba.



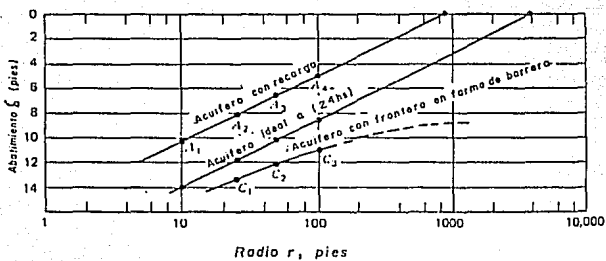


Fig 24 Curvas de abatimiento  $\delta$  vs log del radio  $r$ , que muestra el efecto de una recarga (Acuífero confinado)

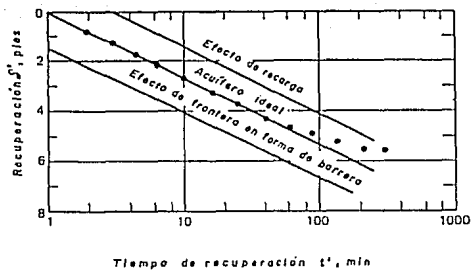


Fig 25 Curvas de recuperación  $\delta$  vs log  $t'$ , que muestra el efecto de una recarga y de una frontera en forma de barrera (Acuífero confinado)

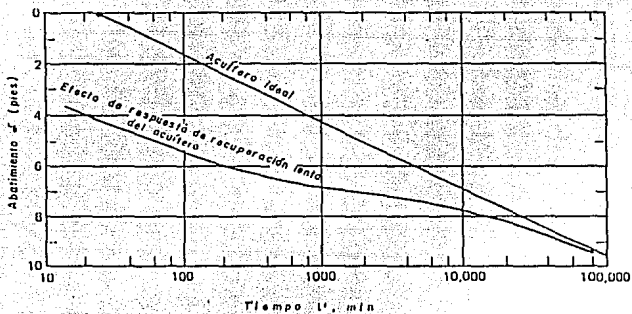


Fig 26 Curvas de abatimiento  $\delta$  vs log del tiempo (Acuífero libre)

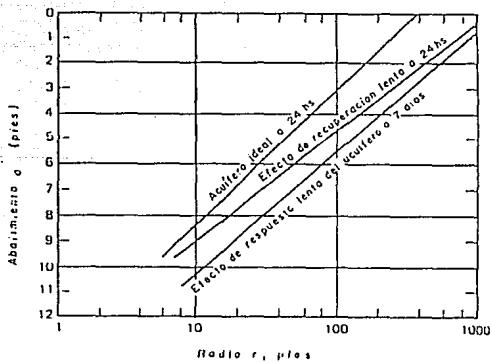


Fig 27 Curvas de abatimiento  $\delta$  vs log del radio (Acuífero libre)

En las figs 23 a 25 también se ilustran las desviaciones típicas en las gráficas, que indican el efecto causado por la presencia de barreras que afectan las condiciones de frontera.

La fig 26 presenta gráficas tiempo-abatimiento de pruebas de bombeo típicas efectuadas en un acuífero libre. La curva ideal ha sido trazada considerando un coeficiente de almacenamiento  $C_s = 0.1$  que es un valor que eventualmente puede alcanzarse en un período de bombeo normal en excavaciones. Obsérvese que la curva representativa de la prueba efectuada resultó desplazada hacia abajo, debido al efecto ocasionado por una lenta respuesta del agua almacenada en el suelo, más notoria al inicio de la prueba. En la fig 27 se muestra la distorsión causada por el mismo efecto en una gráfica distancia-abatimiento. En la prueba correspondiente a las figs 26 y 27,  $Q=500$  gal/día,  $K=500$  gal/día/pie<sup>2</sup>,  $H=100$  pies y  $C_s=0.1$

## 6. SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO

### 6.1 Gasto de diseño

Considérese el caso de ocho pozos localizados en un área abastecida de agua en las fronteras  $A B C D$ , como se muestra en la fig 28a, de tal forma que el perímetro del área representa la frontera de la línea equipotencial. Es decir, el agua tiene en todo el perímetro el mismo nivel piezométrico. Los ocho pozos de diámetro  $2 r_o$  están distribuidos como se muestra en cuatro de ellos en la figura 28 con los restantes dispuestos simétricamente respecto al eje  $CD$ .

El nivel dinámico en todos los pozos es el mismo. El espesor del estrato permeable es  $D_o$  y el coeficiente de permeabilidad  $k_h$ .

De la red de flujo se obtiene para cada uno de los pozos de orilla

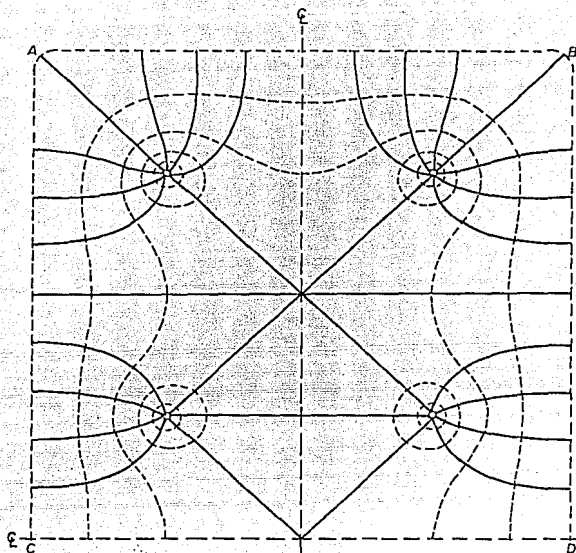
$$q = \frac{8}{5}(k_h D_o S_o)$$

y para cada uno de los pozos intermedios

$$q = \frac{5}{5}(k_h D_o S_o)$$

Entonces la descarga total será:

$$Q = 10.4 (k_h D_o S_o)$$



a Red de flujo para ocho pozos

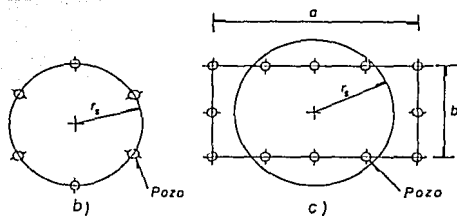


Fig 28 Determinación del radio equivalente aproximado  $r_s$   
 b) Sistemas circulares c) Sistemas rectangulares

Se concluye que por medio de redes de flujo se pueden resolver problemas relativos a grupos de pozos, siempre y cuando se determine el valor de  $R_o$  correspondiente a la línea equipotencial de frontera, que se considera permanece sin afectaciones durante el bombeo realizado en los pozos.

Muchos problemas pueden ser analizados suponiendo que el sistema de pozos actúa como un solo pozo de radio  $r_o$  (Ref 2). Esta aplicación es de gran utilidad para un sistema circular de pozos con poco espaciamiento entre sí, como se muestra en la fig 28b.

Los sistemas rectangulares como el de la fig 28c puede resolverse como un sistema circular de área igual a la envolvente de los pozos, de donde resulta:

$$r_s = \sqrt{\frac{a b}{\pi}}$$

Otros analistas prefieren considerar que un sistema rectangular actúa como un sistema circular con el mismo perímetro.

$$r_s = \frac{a + b}{\pi}$$

Los dos criterios producen aproximaciones razonables cuando los pozos se proyectan con un espaciamiento relativamente pequeño, cuando  $R_o$  es sensiblemente mayor que  $r_o$  y cuando la relación  $a/b$  es del orden de 1.5 ó menor.

## 6.2 Tipos de bombas usadas en excavaciones

En comparación con la complejidad del comportamiento del suelo y del agua subterránea, una bomba es un dispositivo mecánico relativamente sencillo, cuyo comportamiento debe ser predecible y confiable. Aún cuando muchas de las dificultades en los trabajos de abatimiento pueden ser atribuidas a las bombas, ello se debe en general a usos equivocados, a instalación inapropiada, o bien a operación o mantenimiento inadecuados. Es de gran utilidad para los ingenieros relacionados con abatimiento del nivel freático compenetrarse en la teoría y aplicaciones de las bombas, para evitar en lo posible estos problemas.

En general, las bombas para abatimiento se deben seleccionar con capacidad mayor que la de trabajo normal; la capacidad extra es necesaria para manejar el caudal mayor que se tiene al inicio de abatimiento, así como para el agua de lluvia que llega a la excavación. Para el uso específico de abatimiento del nivel freático en excavaciones se han desarrollado varios tipos de bombas; las principales se describen brevemente a continuación.

**Bombas sumergibles (tipo-becerro).** Este tipo de bomba ha ganado gran aceptación por las ventajas que ofrecen en el manejo de agua de cárcamos o pozos poco profundos. Existen en el mercado unidades con potencia desde una fracción hasta más de 100 H P para corriente directa o trifásica. El motor sumergible es sellado y usualmente funciona dentro de aceite.

La mayoría de los modelos se diseñan para manejar pequeñas cantidades de sólidos en suspensión, pero si el agua contiene cantidades significativas de arena angulosa, se produce una abrasión rápida de los impulsores y los difusores, produciendo pérdida de su capacidad, o daño en el sello o en el propio motor; por ello, se recomienda construir adecuadamente los cárcamos o pozos correspondientes.

Este tipo de bombas es de baja eficiencia (50 a 60% es común); las unidades son robustas y por lo tanto requieren pozos de gran diámetro (de 50 cm o mayores).

**Bombas de pozos-punta (well point).** Estas bombas constan de una unidad centrífuga para bombear el agua, una unidad de vacío para impulsar el aire y una cámara con válvula flotante para separar el aire del agua. La bomba de vacío proporciona sellado continuo a la unidad, lo cual es esencial para el buen comportamiento de un sistema de abatimiento tipo *well point*.

Se encuentran unidades con potencia desde 20 hasta 250 H P . Como este tipo de bombas opera continuamente con vacíos importantes, es susceptible de dañarse por efecto del fenómeno de cavitación; por lo tanto, cuando se selecciona una unidad es indispensable que su *carga de succión positiva neta* sea suficientemente baja para la aplicación que se requiere.

**Bombas tipo eyector.** Los sistemas eyectores son particularmente efectivos en la aplicación de suelos finos, donde se requiere un bombeo de volúmenes reducidos de agua para los cuales la baja eficiencia de los eyectores no es una desventaja. La principal cualidad en esos casos es la capacidad del eyector de desarrollar un alto vacío en su coladera; si la columna del filtro en el pozo se sella con bentonita, el vacío se transmitirá al suelo, acelerando el drenaje en los suelos finos interestratificados con capas más permeables e incrementando la resistencia al corte en el suelo.

Lo anterior se ha comprobado aún para el caso extremo de suelos formados por limo orgánico, que eran inestables con pendientes de 4:1 (horizontal:vertical) y que fueron estabilizados con bombeo tipo eyector con espaciamiento cerrado, resultando estables con pendientes 1:1 y aún más cercanas a la vertical. El costo unitario de los eyectores es significativamente menor que el de los pozos profundos, por lo que pueden usarse económicamente en espaciamiento cerrados cuando las condiciones del suelo son adecuadas.

No todos los suelos finos pueden ser estabilizados con este sistema. Un elemento clave para hacerlo posible es la presencia de capas de arena o de limo grueso que proporcionen vías para que el agua fluya hacia el filtro de arena alrededor de los eyectores; estas condiciones estratigráficas se presentan en la zona de lago de la Ciudad de México, por lo que el bombeo con eyectores es recomendable para excavaciones en esta zona.

El principio del eyector y las características de la instalación de un pozo de bombeo se muestran en la fig 29.

### 6.3 Diagramas de operación de las bombas

**Carga dinámica total (columna total).** El trabajo que una bomba debe desarrollar, denominado potencia de agua, es el producto del volumen bombeado por la carga dinámica total  $CDT$  en la unidad; la  $CDT$  es la suma de todos los incrementos de energía, dinámica y potencial, que recibe el agua.

En la fig 30 se presenta el cálculo de la  $CDT$  para varias aplicaciones de bombeo. Así por ejemplo, la bomba de pozo de la fig 30a tiene una columna estática de descarga  $h_D$  desde el nivel de operación en el pozo hasta la elevación final de la tubería de descarga; adicionalmente la bomba debe proporcionar la energía cinética representada por la carga de velocidad  $h_v$ . Además debe tomarse en cuenta la fricción  $f_1$  en la tubería vertical y en las conexiones y  $f_2$  en la descarga; entonces:

$$CDT = h_D + h_v + f_1 + f_2 \quad (33)$$

La carga de velocidad se calcula en el punto de máxima velocidad con la expresión:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

donde  $v$  es la velocidad y  $g$  la aceleración de la gravedad.

Para las bombas de pozo-punta (fig 30c) no es posible medir la carga de succión  $h_s$ ; un valor aproximado puede estimarse para  $h_s$  igual al máximo vacío de operación de la bomba, usualmente de 8.6 m al nivel del mar. Al seleccionar bombas para cualquier obra de abatimiento, debe agregarse 10 a 15% a la  $CDT$  calculada, para permitir que la bomba trabaje en condiciones no forzadas.

**Curvas de comportamiento de la bomba.** Para cada bomba existen curvas de comportamiento que sirven de base para calcular la potencia requerida para un uso determinado; en la fig 31 se ejemplifican curvas de este tipo de una bomba centrífuga para pozos punta. En la curva carga-capacidad se obtiene la capacidad de la bomba para diversos valores de la carga dinámica total.

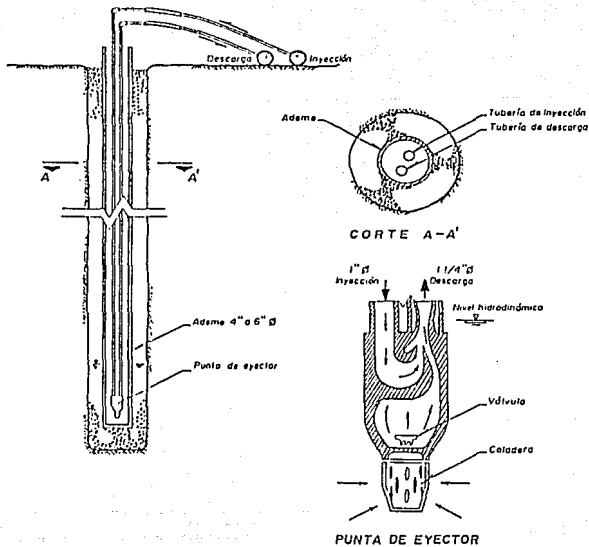


Fig 29 Características de la instalación de un pozo de bombeo

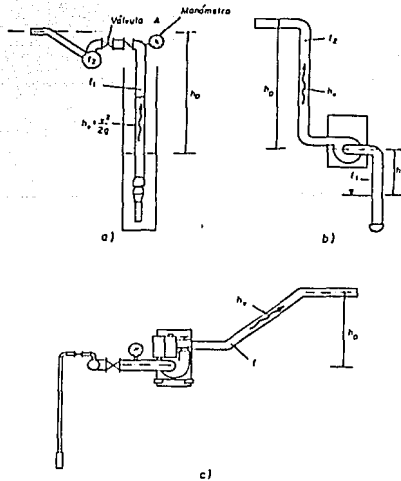


Fig 30 Cálculo de la carga dinámica total (CDT)  
 a) CDT de una bomba de pozo  
 b) CDT de una bomba sumergible para cárcamo  
 c) CDT para bomba de pozo punta



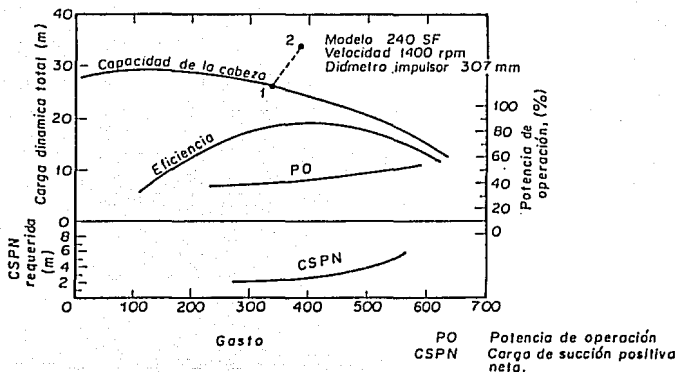


Fig 31 Curva de comportamiento de una bomba

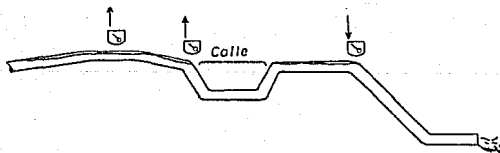


Fig 32 Distribución típica de válvulas automáticas de extracción de aire (respiraderos)

La potencia de agua  $PA$  que produce la bomba es el producto de la carga total y la capacidad afectada por un factor de conversión adecuado:

$$PA \text{ (H P)} = \frac{CDT \text{ (m)} \times Q \text{ (l / min)}}{127}$$

La potencia de operación  $PO$  es la cantidad de energía en caballos de fuerza H P que debe suministrarse a la bomba; es mayor que la potencia de agua por las pérdidas hidráulicas y mecánicas de la bomba.

La eficiencia  $e$  de la bomba es:

$$e = \frac{PA}{PO}$$

En la figura 31 se muestra la eficiencia de la bomba para diversas condiciones de operación, así como la potencia de operación  $PO$  correspondiente, que también puede obtenerse por medio de:

$$PO = \frac{CDT \times Q}{127 e}$$

en unidades apropiadas.

Una planta de energía adecuada para una bomba con curvas de comportamiento conocidas debe tener suficiente potencia de salida para cumplir con la potencia de operación de la centrífuga, más una reserva para la bomba de vacío y para cualquier otro accesorio requerido.

#### 6.4 Tuberías y arreglos de los equipos

Las tuberías para sistemas de abatimiento se fabrican de diversos materiales. La mayoría de los sistemas de abatimiento son temporales; los materiales seleccionados para un proyecto específico deben ser capaces de soportar el manejo normal del trabajo, incluyendo la instalación y remoción repetidas. Si se prevé la presencia de agua corrosiva, la tubería debe ser resistente a ese efecto; asimismo la tubería debe conectarse mediante uniones fáciles de ensamblar y dismantelar.

**Tubería de fierro.** La tubería de fierro es resistente y soporta múltiples usos, tiene un peso razonable y puede fácilmente cortarse y soldarse en la obra; sin embargo, es sensible al agua corrosiva. En tuberías secundarias se usan en diámetros de 13 a 64 mm (1/2 a 2 1/2 pulg), con conexiones roscadas. Para líneas generales o de descarga y para ademe de pozos se utilizan diámetros de 102 a 914 mm (4 a 36 pulg). En los tamaños mayores se dispone de varios

sistemas de acoplamiento y las piezas de conexión en general se fabrican con elementos soldados.

**Tubería de plástico.** Este tipo de tubería tiene como ventajas su bajo costo, su peso ligero y su alta resistencia a prácticamente todas las formas de corrosión; el cloruro de polivinilo (PVC) es el plástico más comúnmente usado en trabajos de abatimiento. El PVC es relativamente frágil y no puede manejarse con los mismos procedimientos que la tubería de hierro, por tanto debe esperarse un alto porcentaje de rotura de los tubos cuando la instalación y remoción de la tubería es frecuente.

Las tuberías de PVC para líneas secundarias se utilizan en diámetros de 13 a 64 mm con conexiones pegadas, sobre todo en instalaciones de larga duración o en donde se requiere resistencia a la corrosión. Para líneas generales o de descarga y como ademe de pozos las tuberías PVC se utilizan en diámetros de 102 a 305 mm (4 a 12 pulg nominal).

El PVC tiene un alto coeficiente de expansión térmica; en una longitud de 30 m se contrae 5 cm cuando la temperatura desciende de 32° a 15° C. Una línea larga de tubería que ha sido ensamblada durante un día caluroso se puede contraer y desacoplarse, a menos que se hayan colocado uniones especiales de expansión.

**Mangueras.** Por condiciones propias de las obras en donde se instalan los pozos de bombeo, resulta conveniente que a partir de la salida de las tuberías del pozo, se empleen mangueras flexibles que facilitan su movimiento de acuerdo con las necesidades de los trabajos de excavación. Tomando en consideración que las presiones de operación de los sistemas de bombeo pueden llegar a ser del orden de 6 kg/cm<sup>2</sup>, es suficiente el uso de mangueras tramadas para la conducción del agua a presión.

**Pérdidas en tuberías de descarga.** Las pérdidas en las tuberías de descarga pueden evaluarse de acuerdo con tablas incluidas en manuales de hidráulica siempre y cuando el agua no contenga cantidades apreciables de aire. Frecuentemente las líneas de descarga contienen aire; a menos que se permita la salida de ese aire en puntos estratégicos de la línea, la pérdida por fricción puede ser hasta de dos veces la evaluada con los manuales. En la fig 32 se muestra la localización apropiada para válvulas automáticas de eliminación del aire (respiraderos).

Generalmente los pozos se conectan a una línea general de descarga, por lo que es necesario tomar en cuenta pérdidas la carga de velocidad; si las conexiones de cada tubo con la línea general se realizan a 90°, debe asumirse que la velocidad del agua se disipa en remolinos antes de incorporarse a la línea general. En cambio, cuando las conexiones de cada tubo a la línea general se efectúan a 45°, la mayor parte de la velocidad del agua se conserva al incorporarse en ella. Por lo tanto, cuando la carga de velocidad es significativa es recomendable este tipo de conexión.

**Instalación eléctrica.** Para la operación eficiente de los sistemas de bombeo, es necesario que se cuente con un tablero para la instalación eléctrica de las bombas que incluir interruptores, arrancadores, estaciones de botones, ductos y conexiones.

El sistema de emergencia para fallas de suministro de la energía eléctrica fue de gran importancia, ya que hubo algunas interrupciones prolongadas en el suministro, y de no haberse contado con aquél se hubiera puesto en peligro la excavación al recuperarse el nivel freático.

**Estación de bombeo para sistemas eyectores.** En la fig 33 se presenta una estación de bombeo típica para sistemas eyectores, que básicamente consta de un tanque y una o más bombas, con válvulas y tuberías de conexión adecuadas.

La bomba toma agua del tanque y la expelle a presión a la línea de abastecimiento, a la que están conectadas las tuberías de inyección de cada eyector. El flujo combinado del agua inyectada y la extraída del suelo regresa al tanque a través de la línea general de retorno, a la que están conectadas las tuberías de descarga de los eyectores.

El excedente de agua continuamente fluye por la línea de descarga. El tanque representado en la figura está abierto a la presión atmosférica, lo cual es preferible para remover efectivamente el aire, pues si éste llega a la bomba afectará su rendimiento; pueden utilizarse con efectividad tanques presurizados, siempre y cuando se les instalen respiraderos adecuados.

**Cárcamos de regulación.** Para establecer el ciclo de inyección de agua a presión y retorno, se requiere de un cárcamo regulador de donde se alimenta la bomba central y hacia donde descarga la tubería general de retorno. Este cárcamo tiene una salida por donde se elimina el agua excedente del ciclo de inyección y retorno, que corresponde a la totalidad del agua extraída de los pozos por las puntas eyectoras.

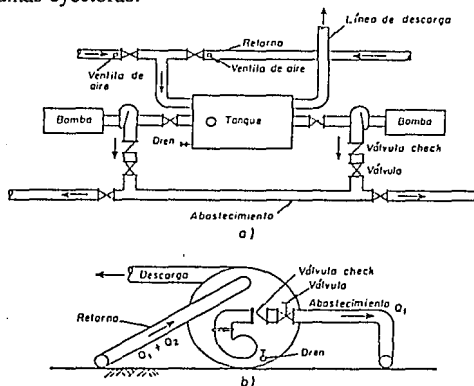


Fig 33 Estación de bombeo típica para sistemas eyectores a) Planta b) Vista lateral

## PARTE III CASOS PRACTICOS

### 7. APLICACION EN ARENAS

#### 7.1 Aspectos generales

Se presenta un caso de abatimiento del nivel freático en arenas, aplicado a una estructura de hornos de recalentamiento de una planta industrial en Lázaro Cárdenas, Mich., cuya construcción se efectuó entre 1983 y 1985 (fig 34).

**Datos del proyecto.** El edificio de hornos de recalentamiento se proyectó como un sótano con una superestructura de cubierta de acero en una superficie aproximada de 50 x 100 m (fig 34). La superestructura esta formada por columnas, traveses y vigas de acero y la cubierta es de lámina acanalada. Contiene también dos grúas viajeras con capacidad de 60 ton cada una para la operación, reparación y mantenimiento del equipo.

Para alojar el sótano se llevaron a cabo excavaciones de 6.3 a 8.9 m de profundidad; la losa de cimentación es de concreto armado, con espesor variable entre 1.30 y 2.50 m.

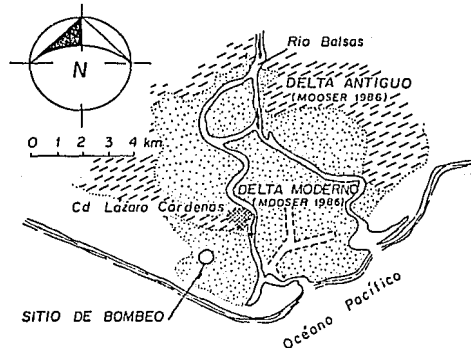


Fig 34 Localización del sitio de bombeo

**Determinación del uso de bombeo.** Para la realización de la excavación se tenía proyectado un muro perimetral de concreto colado en el sitio, llevado hasta la elevación - 12.5m (15.3 m bajo el nivel del terreno) complementado con un tapón de inyecciones entre las profundidades de -11.0 y -12.5 m.

Al examinar la información estratigráfica de los sondeos efectuados previamente en la zona, se observó dentro de los suelos predominantemente arenosos, la presencia de dos estratos impermeables de arcilla plásticas localizados a las elevaciones medias de - 9.0 y -11.0 m, que podrían hacer la función del tapón de inyecciones; por lo tanto, se juzgó necesario efectuar 6 nuevos sondeos de verificación ubicados dentro de área por excavar.

Con la información complementaria obtenida se demostró la continuidad del estrato impermeable superior, lo que hizo factible la eliminación del tapón de inyecciones, sustituyéndolo por un sistema de bombeo, cuyo objeto principal fue impedir la falla de fondo por subpresión, además de permitir el trabajo en seco evitando infiltraciones a través de fisuras o discontinuidades en la arcilla.

Con esta solución se redujo significativamente el programa de construcción, así como los costos respecto a la solución sin bombeo previa propuesta inicialmente.

**Condiciones estratigráficas.** Con los resultados de los seis sondeos de verificación arriba mencionados y la información de sondeos previos efectuados con el método de penetración estándar, se preparó el perfil estratigráfico que se muestra en la fig 35; las condiciones del subsuelo se describen brevemente a continuación.

Sobre la superficie original del terreno se encontró un relleno granular artificial con espesor medio de 1.0 m. Subyaciendo al relleno se encontraron arenas finas y medias, poco limosas (SP y SM) en estado suelto a semicompacto, hasta 7.6 m de profundidad (elev - 4.8 m) y en estado compacto bajo esa profundidad y hasta la elevación - 17.5 m aproximadamente.

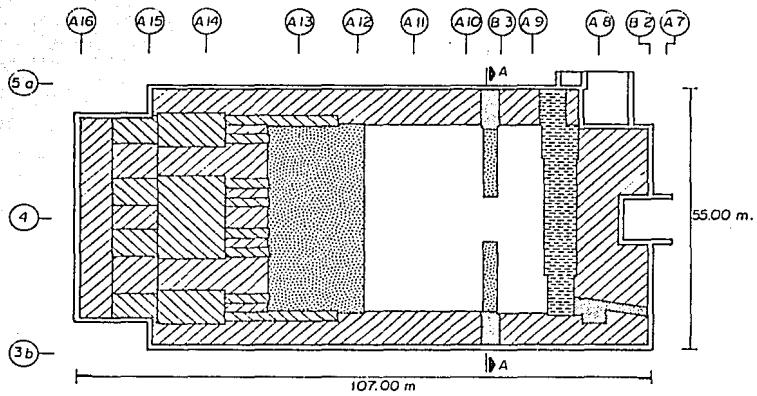
Intercaladas dentro del estrato arenoso se detectaron dos capas de arcilla plástica prácticamente impermeable, una aparentemente continua con espesor de 0.6 a 1.0 m, localizada a la elevación media de - 8.5 m. La segunda capa, localizada entre las elevaciones - 11 y - 13 m, con espesor semejante a la anterior, sólo se halló en nueve de los once sondeos ubicados en el área.

A la elevación promedio de - 17.5 m se encontró un material limo-arcilloso impermeable que constituye la frontera de flujo bajo el muro perimetral proyectado.

El nivel de aguas freáticas se detectó a una profundidad de 1.0 m bajo el nivel del terreno, o sea, a la elevación + 1.8 m.

## 7.2 Selección del sistema de bombeo

La decisión de usar un sistema de pozos profundos con bombas de turbina en lugar de un sistema de pozos punta de captación (*well points*) se basó principalmente en tres consideraciones:



SIMBOLOGIA

	N - 3.50		N - 4.00		N - 4.40		N - 4.48 a - 6.09
	N - 3.90		N - 4.10		N - 4.50		

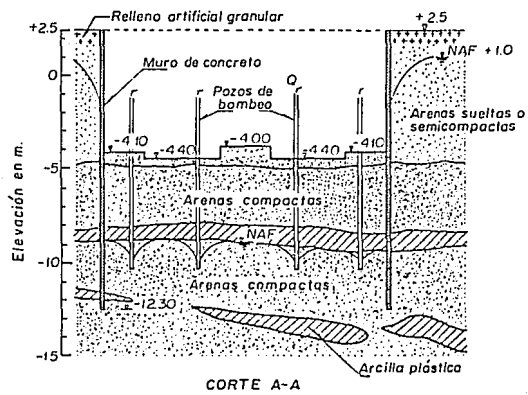


Fig 35 Excavación para horno de recalentamiento y perfil estratigráfico

**1) Manejabilidad.** El sistema de pozos profundos permite manejar las bombas y las mangueras de descarga independientemente, en comparación con el sistema de pozos punta, en el que un circuito de pozos es manejado por una sola bomba y una tubería común para la descarga. El uso de mangueras flexibles para la descarga de los pozos profundos facilita los trabajos de la excavación porque se adaptan a las condiciones cambiantes del terreno durante el avance de la construcción; su manejo independiente es de gran utilidad ya que permite la obtención de los gastos de cada una de las bombas. De esta forma es posible determinar el gasto promedio por bomba, el gasto del sistema, así como la variación de la eficiencia de las bombas durante el tiempo de operación para mantener el nivel freático abatido.

**2) Economía.** Para un sistema de pozos punta se hace necesaria la importación de las bombas, mientras que las utilizadas para el sistema de pozos profundos son de fabricación nacional. También influye el número de pozos necesario para lograr el abatimiento requerido que sería sensiblemente mayor para el sistema de pozos punta.

**3) Seguridad.** El sistema de bombeo con pozos profundos tiene un margen mayor de seguridad que un sistema de pozos punta, porque en el caso de falla mecánica es poco probable que fallen todas las bombas de los pozos profundos; para los pozos punta el fallo de la bomba de succión puede poner en peligro la excavación, debido a que todo un circuito de pozos dejaría de funcionar, y el manto freático recuperaría su nivel si la reparación no se lleva a cabo con la rapidez debida. Para una eventualidad de paro, se programó contar con una reserva de 3 ó 4 bombas sumergibles para pozos profundos, acción que no es costosa; en cambio, sí sería gravoso tener una bomba de reserva para un sistema de pozos punta.

### 7.3 Procedimiento constructivo

En la figura 36 se presenta un resumen de los resultados e hipótesis correspondientes a los diversos análisis efectuados para definir el procedimiento constructivo.

Al revisar la estabilidad del muro perimetral se encontró que la condición crítica se desarrolla cuando se alcanza la profundidad máxima de excavación correspondiente a la cota - 3.5 m. El equilibrio del muro se logró dejando un talud para incrementar los esfuerzos verticales y generar un empuje pasivo adicional.

En este caso, fue necesario dejar en el perímetro interior de la excavación un talud a 45° con una banqueta de un metro de ancho en la cota + 1.5 m, para lograr un factor de seguridad  $F_s = 1.4$  contra el volteo del muro; este valor se considera suficiente, ya que se trata de una condición transitoria, previa a la colocación de los puntales.

La excavación con taludes perimetrales impide construir parte de la losa de cimentación; por lo tanto, una vez terminada la excavación y la construcción de la losa en la zona central, para complementarla, se atacaron los taludes instalando puntales inclinados para proporcionar una fuerza horizontal de 25 ton/m apoyándolos en el muro, en la cota + 1.5 m y contra la cimentación ya construida.



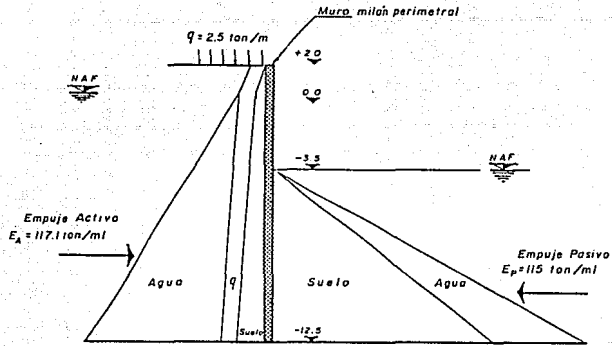
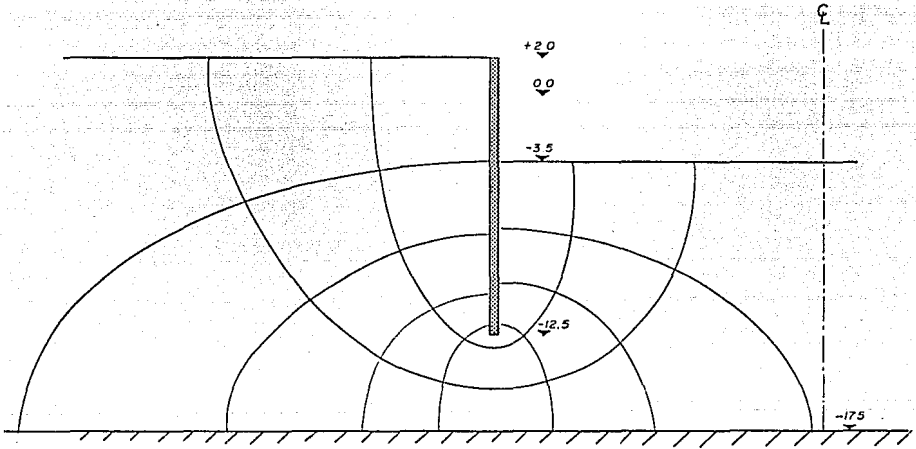


Fig 36 Empujes horizontales en el muro milán



$$\begin{aligned}
 n_f &= 3 \\
 n_e &= 9 \\
 h &= 5.5 \text{ m} \\
 k &= 2 \times 10^{-2} \text{ cm/seg} \\
 L &= 300 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Q = kh \frac{n_f}{n_e} L \Delta h$$

$$Q = 110 \text{ lt/seg}$$

Fig 37 Red de flujo

#### 7.4 Estimación del gasto de bombeo y pruebas de bombeo

A lo largo del perímetro de la excavación y bajo la pata del muro, se desarrolla una red de flujo compleja por tratarse de materiales estratificados. Para calcular el gasto aproximado se hizo una simplificación que representa una condición relativamente conservadora con respecto a la realidad, ya que en dicha simplificación se ignora la existencia de los estratos de arcilla impermeable. En la figura 37 se muestra la red de flujo que se obtendría para tal condición, suponiendo además que se trata de una arena homogénea en la que el nivel del agua en el interior se abate hasta una elevación igual a la del fondo, que en este caso es - 3.5 m.

La permeabilidad  $k$  utilizada para el cálculo del gasto de filtración fue de  $2 \times 10^{-2}$  cm/seg, valor obtenido de una prueba de bombeo realizada previamente en la zona y que representa la permeabilidad media del estrato de arenas sueltas a semicompactas.

El gasto obtenido mediante la red de flujo es el siguiente:

$$Q = 10 k h \frac{N_f}{N_p} L$$

donde

$Q$	gasto total lt/seg
$k$	coeficiente de permabilidad, $2 \times 10^{-2}$ cm/seg
$h$	abatimiento, 5.5 m
$N_f$	número de tubos de corriente
$N_p$	número de caídas de potencial
$L$	perímetro de la excavación, 300 m

Así resulta un gasto teórico máximo de:

$$Q = 110 \text{ lt / seg}$$

Es evidente que el gasto real deberá ser menor que el calculado con base en la red de flujo idealizada. Sin embargo, en el diseño del sistema de bombeo se justifica la conveniencia práctica de disponer de una capacidad de bombeo igual a la calculada, para contar un margen de seguridad.

**Pruebas de bombeo.** Una vez instalado el primer pozo se realizó una prueba preliminar de bombeo para comprobar la efectividad del filtro y el desarrollo de la zona filtrante, así como la capacidad de la bomba sumergible.

**Prueba preliminar.** Duró 5 horas extrayéndose un gasto que varío entre 6.9 y 7.4 lt/seg, el abatimiento logrado fue de 3.5 m. Esta prueba también sirvió para programar las pruebas definitivas que se describen a continuación.

**Pruebas definitivas.** Las pruebas de bombeo se efectuaron con dos pozos, uno que atraviesa el estrato de arcilla localizado aproximadamente entre - 9.0 y - 11.0 m y el otro por arriba de este estrato, tal como se muestra en la fig 38; la instalación se complementó con 3 tubos de observación (piezómetros), para detectar la posición del nivel del agua durante el proceso de abatimiento. Al pie de la misma figura se muestra la disposición de los pozos y tubos de observación localizados en una línea, separados entre sí 5 m aproximadamente.

Los tubos de observación se colocaron hasta 6 m de profundidad para que sirvieran también durante la operación de todo el sistema de bombeo.

**Prueba de bombeo operando el pozo A.** La prueba tuvo una duración de 24 horas con un gasto promedio de 7.1 l/seg, en la fig 39 se observan las curvas de abatimiento-tiempo definidas con diferentes tiempos de observación; para alcanzar el equilibrio de la curva de abatimiento se necesitaron dos horas de bombeo. En dicha figura se observa también que el radio de influencia es muy significativo sólo los primeros 5 m

Es conveniente destacar que como el pozo atraviesa un estrato arcilloso no se puede definir la magnitud del gasto aportado por cada uno de los estratos permeables, porque sólo se midió el gasto total extraído; por otra parte, no se midió la disminución de la presión piezométrica del estrato arenoso que subyace al de arcilla impermeable, porque no se consideró útil dicha información para esta etapa del proyecto.

Concluida la prueba se suspendió el bombeo para observar el proceso de recuperación del nivel freático; en la figura 40 se muestran las curvas recuperación-tiempo. La recuperación del nivel del agua en el pozo tomó unos 5 min y en la masa de suelo en 15 min se uniformó, quedando un abatimiento de 50 cm; a las 6 horas se tenía una pérdida de 10 cm respecto al nivel inicial.

**Prueba de bombeo operando el pozo B.** Esta prueba se realizó para determinar el coeficiente de permeabilidad del estrato arenoso que sobreyace al de arcilla impermeable; la prueba sirvió también para juzgar la eficiencia de pozos que no atraviesan el estrato de arcilla impermeable.

En este caso el estrato de arcilla define la frontera impermeable del sistema y por ello las mediciones en los tubos de observación corresponden con los cambios piezométricos logrados.

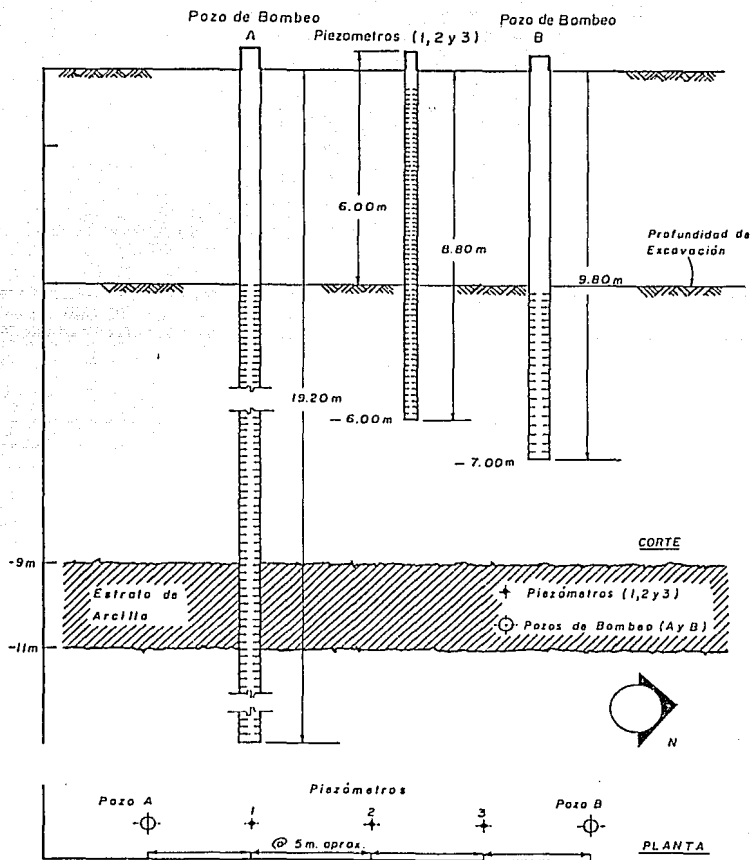


Fig 38 Instalación para la prueba de bombeo

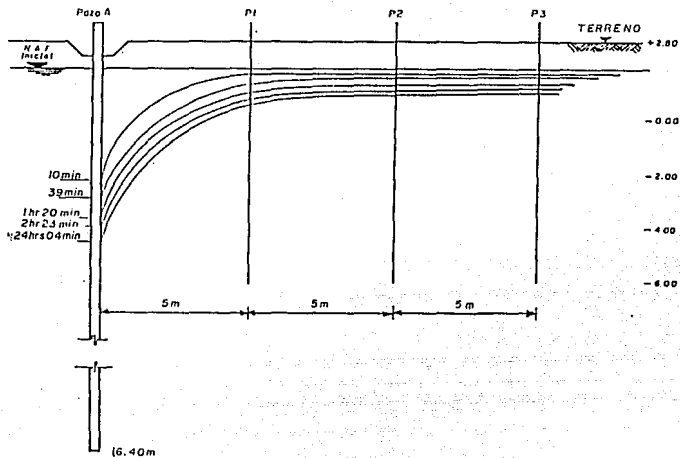


Fig 39 Curvas abatimiento - tiempo

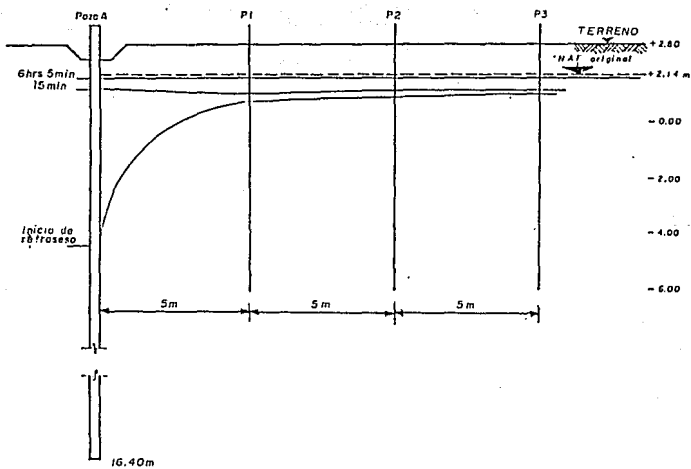


Fig 40 Curvas recuperación - tiempo

Con la curva de abatimiento definida en 13 horas de bombeo y un gasto medio de 6.9 lt/seg se pudo deducir el valor del coeficiente de permeabilidad del estrato de arena mediante la expresión:

$$k = \frac{Q l_n (r_2 / r_1)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} 100 \quad (30)$$

donde

$k$	coeficiente de permeabilidad (cm/seg)
$Q$	gasto extraído (m <sup>3</sup> /seg)
$r_1$ $r_2$	radios a los puntos de observación (m)
$h_1$ $h_2$	cargas hidrostáticas correspondientes con los radios anteriores (m)

El valor obtenido para  $k$  resulta  $1.3 \times 10^{-2}$  cm/seg; este valor sólo puede aplicarse en pozos que no pasan a través del estrato de arcilla impermeable; teniendo en cuenta que las arenas que lo subyacen son más limpias y permeables, los pozos que atraviesan el estrato de arcilla tendrán que proyectarse con un coeficiente de permeabilidad mayor. Esto indica que es confiable el valor de  $k = 2 \times 10^{-2}$  cm/seg, tomando de las pruebas de bombeo realizadas previamente.

### 7.5 Diseño del sistema de bombeo

El sistema de bombeo del tipo de pozo profundo con bombas eléctricas sumergibles de turbina, se diseñó de acuerdo con los resultados de las pruebas de bombeo y con la geometría del área por excavar, definiéndose dos circuitos de pozos ubicados como se muestra en el esquema de la fig 41, en la que se presenta la distribución en planta de los pozos, las tuberías de succión y alivio, las casetas de bombas y los cárcamos de bombeo. El primer circuito de pozos se localiza a una distancia de 5 m del paño interior del muro perimetral y los pozos quedan separados entre sí 10 m. El segundo circuito se tiene a una distancia de 12.5 del primero y los pozos tiene una separación entre sí de 14m, con excepción de los ubicados en las cabeceras del circuito, cuya separación es de 7.5 m.

El sistema de abatimiento se ha diseñado para operar en dos etapas: la primera como sistema de abatimiento y la segunda como pozos de alivio según se muestra en la fig 41. Este sistema de alivio, se diseñó para evitar subpresiones en la parte inferior de la subestructura una vez que ésta se encuentre construida y en todas las etapas de la construcción.

En la primera etapa se abate el nivel freático del área por excavar hasta el nivel - 3.8 m lo que permite efectuar la excavación hasta - 3.5 m.

La fig 42 muestra en detalle el diseño de los pozos, que deben instalarse en el terreno de la siguiente manera.

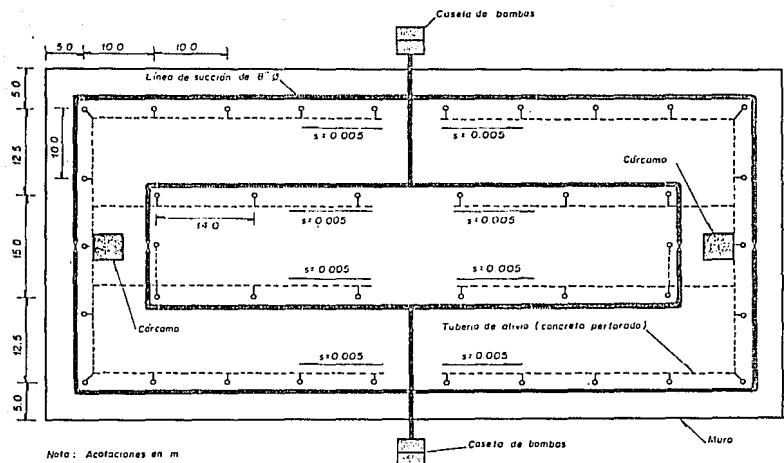


Fig 41 Distribución de pozos de bombeo

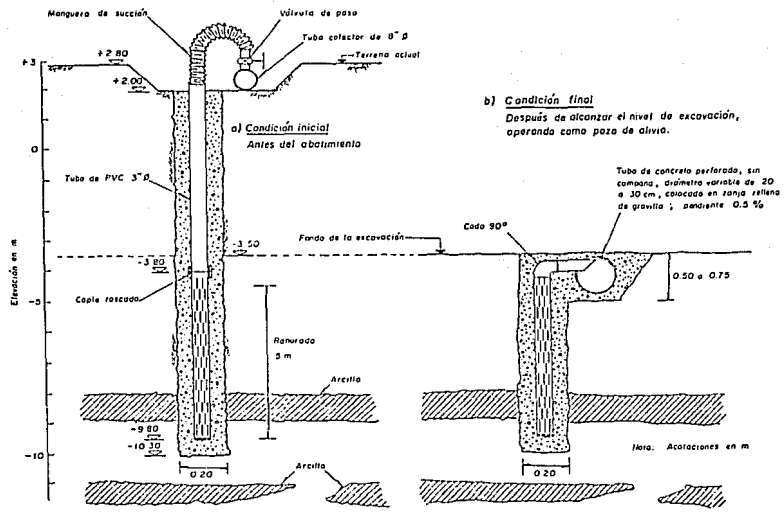


Fig 42 Diseño de pozos de bombeo

**Perforación.** Se efectúa una perforación de 20 cm de diámetro cuyo fondo queda a la elevación -10.3 m, con el fin de aliviar la subpresión en el lecho inferior de la primera capa de arcilla. En la perforación del pozo no debe usarse lodo bentonítico, para evitar el taponamiento de las arenas permeables en la vecindad de las paredes del pozo. Al concluir la perforación debe quedar el fondo completamente libre de sedimentos.

**Equipo de bombeo.** A continuación se detallan las diferentes partes de cada pozo de bombeo.

a) Ademe ranurado, compuesto por un tubo de PVC de 6 pulg de diámetro nominal, al que se le efectúan 3 ranuras perpendiculares a su eje, de 2 mm de espesor (fig 43); el área de las ranuras por metro lineal de tubo, es de 220 cm<sup>2</sup>. El tubo se une mediante coples cementados; el espacio entre coples se cubre con un filtro perimetral que se describe a continuación.

b) Filtro perimetral. Este filtro tiene la función de retener la arena, pero permitiendo el paso de los limos y arcillas que son erosionados por el flujo del agua, con objeto de lograr extender unos centímetro la zona filtrante al terreno natural e incrementar con ello la permeabilidad del suelo que circunda al ademe ranurado (fig 44). Se utilizó filtro de fibra de poliéster, marca Geotex de 3 mm de espesor, después de someter una muestra representativa del mismo, junto con las de otros dos productos similares a pruebas de filtración; a este tipo de filtro se le puede describir como un arreglo errático de fibras cortas (de poliéster) consolidadas por punzonamiento y aglomeradas con resinas; tiene permeabilidad tanto transversal como en su parte plana y esta última le permite una notable efecto capilar

La permeabilidad en el plano del filtro es característica de los geofiltros punzonados, a diferencia de los termo-soldados que sólo tiene la componente transversal.

**Bomba sumergible.** KSB de 5 lt/seg a 35 m y 3500 rpm; el motor de 5 H.P. opera con 440 V y consume 9 A. La *tubería de descarga* utilizada fue de 51 mm (2 pulg) de diámetro, la sumergencia recomendada es de 2 m.

La operación de la bomba se realizó colocando la zona de succión a 12 m (cota - 9.0) de profundidad mínima, aunque se previó la posibilidad de aumentar la profundidad hasta 3 m. Las bombas se instalan con un electronivel para controlar su operación; la calibración de estos elementos se efectúa observando la posición del nivel del agua en los piezómetros.

Una vez instalados los pozos se conectan sus tubos, mediante mangueras de succión de plástico, a las tuberías colectores de 8" de diámetro, que podrán ser de PVC o de hierro negro.

A medida que la excavación avanza de los extremos hacia el centro, se van instalando los cárcamos de bombeo, las bombas correspondientes y las tuberías de alivio, de concreto perforado, a las cuales se conectan uno a uno los tubos interiores de los pozos.

De esta manera se transforman gradualmente el sistema de abatimiento en sistema de alivio hasta suspender totalmente la operación de la primera etapa de bombeo con pozos profundos.



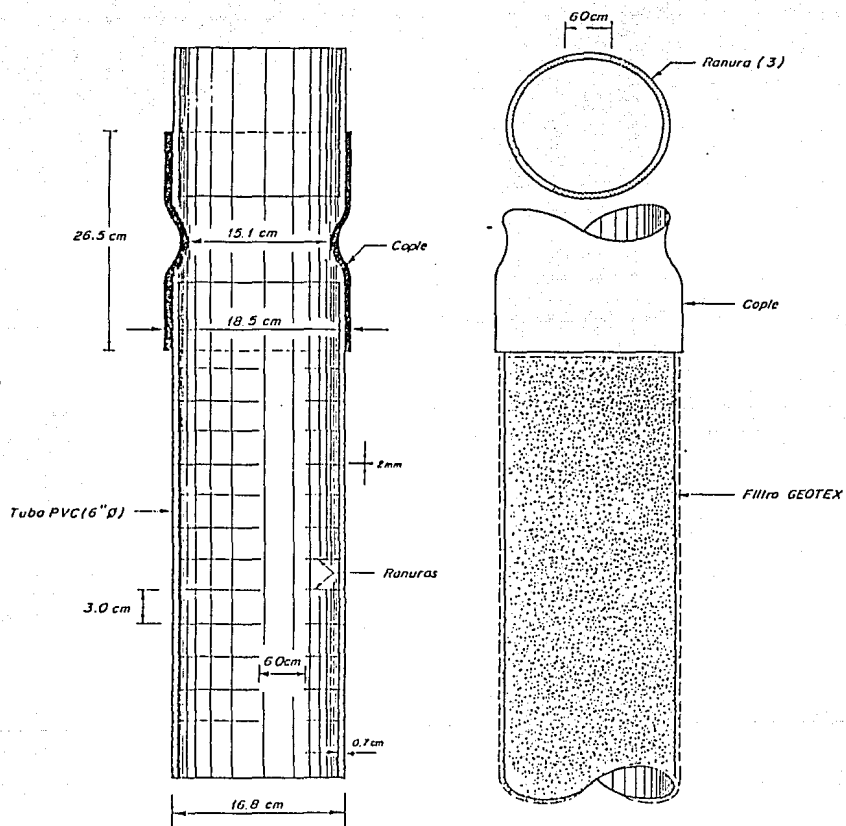


Fig 43 Ademe ranurado

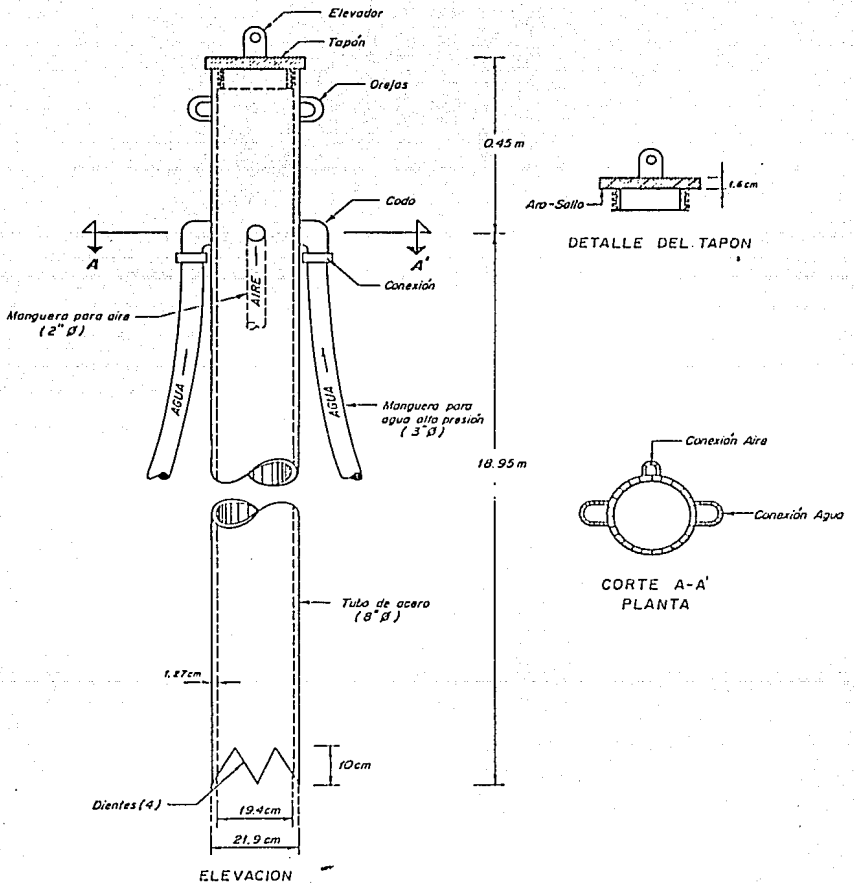


Fig 44 Tubo perforador de 8" Ø

## 7.6 Instalación

**Equipo de perforación.** Se utilizó un tubo perforador de 203 mm (8 pulg) de diámetro nominal, de cédula 80 y de 19.4 m de longitud; en la fig 45 se acotan sus dimensiones y las características principales de tubo utilizado; el extremo superior tiene un tapón para introducir el ademe PVC. El peso del tubo perforador es de 1270 kg y su área interior de 295 cm<sup>2</sup>, con lo que permite aplicar presiones en el agua hasta de 4.3 kg/cm<sup>2</sup>. Se utilizó una *bomba de inyección* centrífuga de alta presión de un solo paso, marca Gorman-Rupp, modelo 54-J capaz de proporcionar 60 lt/seg con 97 m de presión y motor de 100 H.P. operando a 2200 rpm; también fue necesario un *compresor neumático*, en este proyecto, se recurrió a un equipo de marca Atlas Copco VT 6 de de 250 fcm a 7 kg/cm<sup>2</sup>. Los movimientos se efectuaron con el auxilio de una *grúa* Northwest dotada de pluma con brazo de 19 m para 6 ton.

**Bomba neumática (air lift).** Para el lavado de los pozos se usó un *air lift* de 5.7 cm de diámetro interior y 0.6 cm de espesor, con tubo alimentador de aire de 2.5 cm de diámetro unido al tubo principal a una distancia de 100 cm de su extremo inferior.

**Hincado del tubo perforador.** El tubo perforador se levanta con la grúa y se hincan en el suelo inyectando agua y aire a presión con mangueras que se muestran en la fig 46. La mezcla de agua y aire erosiona la arena del fondo de la perforación y la arrastra hasta la superficie; en los estratos de arcilla se requiere cortarlas mediante impactos del mismo tubo.

**Colocación del ademe ranurado.** Una vez hincado el tubo perforador se determina con una sonda el espesor de azolves remanente en su interior, para comprobar que es tolerable (del orden de 1 m) y que puede introducirse el ademe ranurado de PVC con la misma grúa; como se observa en la figura 47, después de colocado el ademe se le pone una tapa provisional en la parte superior, enseguida se cierra el tubo perforador con el tapón roscado y se aplica ligera presión con la bomba hidráulica para mantener el ademe en posición, mientras se saca el tubo perforador. Con este procedimiento se vencen las fricciones que se puedan desarrollar entre ambos tubos.

**Desarrollo del filtro.** Para desarrollar la zona filtrante del suelo en contacto con el filtro de poliéster se realiza un etapa de bombeo preliminar con un sistema neumático *air lift*, el agua que se extrae lleva en suspensión las partículas de suelo fino que son erosionadas de la masa de suelo. Al inicio de este bombeo el agua sale turbia y gradualmente se aclara en un tiempo aproximado de 20 min.

**Instalación de la bomba.** Sólo tiene la peculiaridad de que la descarga se realiza con una manguera de PVC traslúcido, para facilitar su adaptación a las condiciones cambiantes durante la excavación. El manejo independiente de cada manguera de descarga facilita la medición de los gastos de extracción de cada bomba.

La operación de las bombas se controla con electroniveles que permiten la preselección de los niveles máximo y mínimo del nivel del agua dentro del pozo.

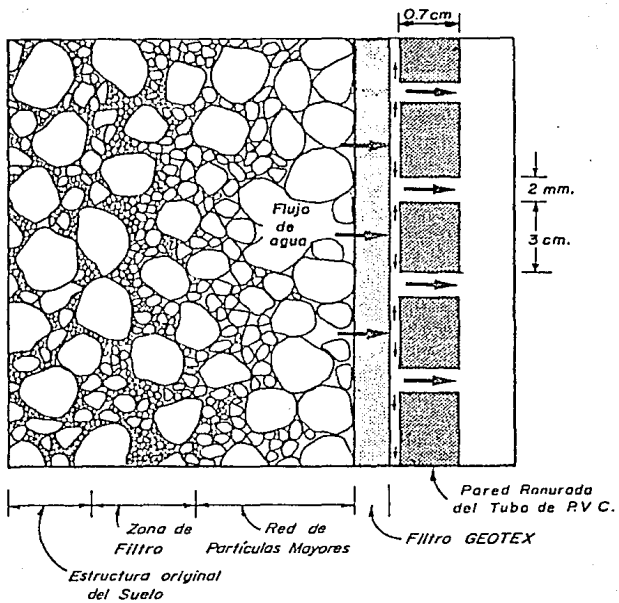


Fig 45 Detalle del Ademe Ranurado

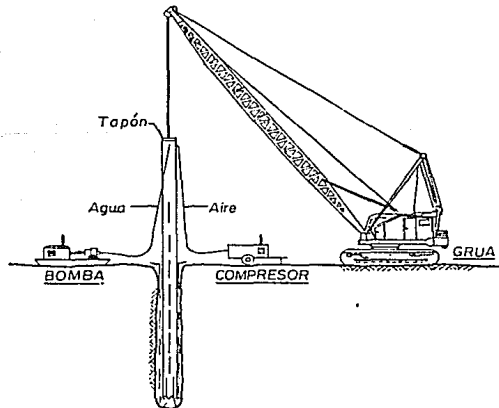


Fig 46 Hincado del tubo perforador

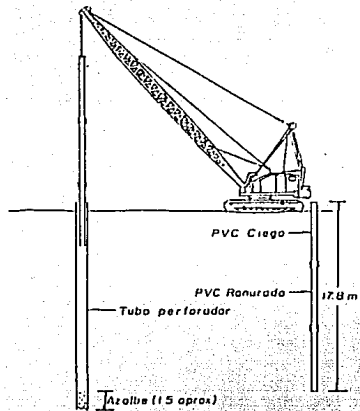


Fig 47 Instalación del ademe ranurado

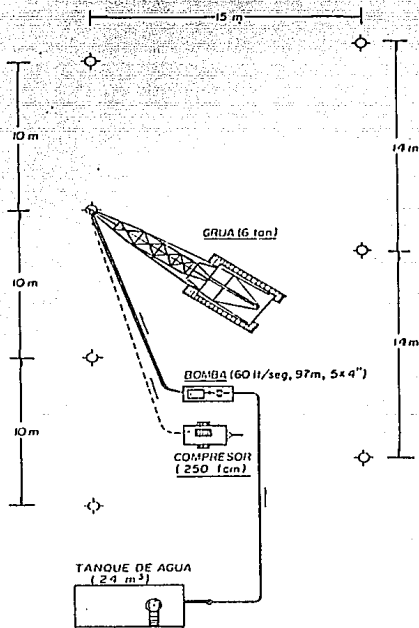


Fig 48 Arreglo del equipo

**Tiempos de instalación.** Con el arreglo del equipo que se muestra en la fig 48, se pudieron perforar hasta 7 pozos con una sola posición del tanque de abastecimiento de agua de 24 m y longitud de las mangueras disponibles. Al terminar el ciclo de 7 pozos era necesario cambiar el tanque y llenarlo, abasteciendo el agua desde dos de los pozos terminados.

Una vez instalado el equipo y llenado el tanque de agua, los rendimientos que se pudieron lograr, incluyendo todos los tiempos de maniobras necesarios, se resumen a continuación:

#### *TIEMPOS DE INSTALACION PARA CADA BOMBA*

ACTIVIDAD	DURACION
Hincado del tubo perforador (18.5 m)	5 a 8 min
Colocación del ademe ranurado (17.8 m)	5 min
Desarrollo del filtro ( <i>air lift</i> )	15 a 20 min
Instalación de la bomba sumergible	20 min
<b>TOTAL: 50 min</b>	

**Diagrama de control.** En la fig 49 se muestra el diagrama de control del sistema de bombeo instalado en el cual la alimentación proviene de una acometida (440 V) o de un generador de emergencia; la distribución a los circuitos se hace con una línea alimentadora.

#### *Secuencia de operación normal del sistema.*

- 1) Comprobar suministro de energía en la acometida con el foco piloto (1)
- 2) Comprobar que todos los interruptores (2), (3) y (4) estén abiertos.
- 3) Cerrar el interruptor de doble tiro (2) en favor de la acometida.
- 4) Cerrar el interruptor general (3).
- 5) Cerrar gradualmente los interruptores del circuito, (4), con ellos las bombas entran en operación mediante los arrancadores automáticos (5).
- 6) Los focos piloto (6) señalarán las bombas que estén trabajando controladas por el electronivel (7). En el pozo se instala la bomba sumergible (8) y la terminal del electronivel (9).

**Falta de energía (operación con generador).** Cuando el foco piloto (1) permanezca apagado por un lapso mayor del 1 minuto, indicando ausencia de energía, se utiliza el generador de emergencia.

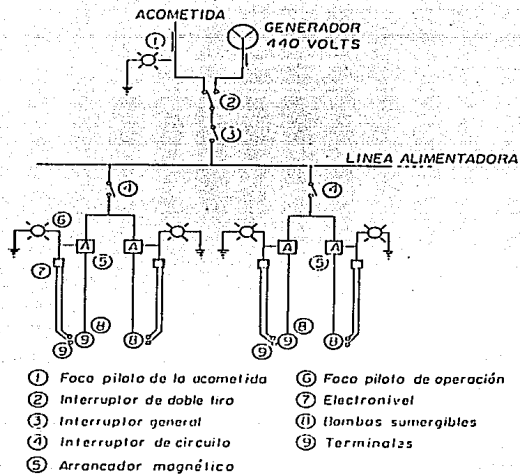


Fig 49 Diagrama de control del sistema de bombeo

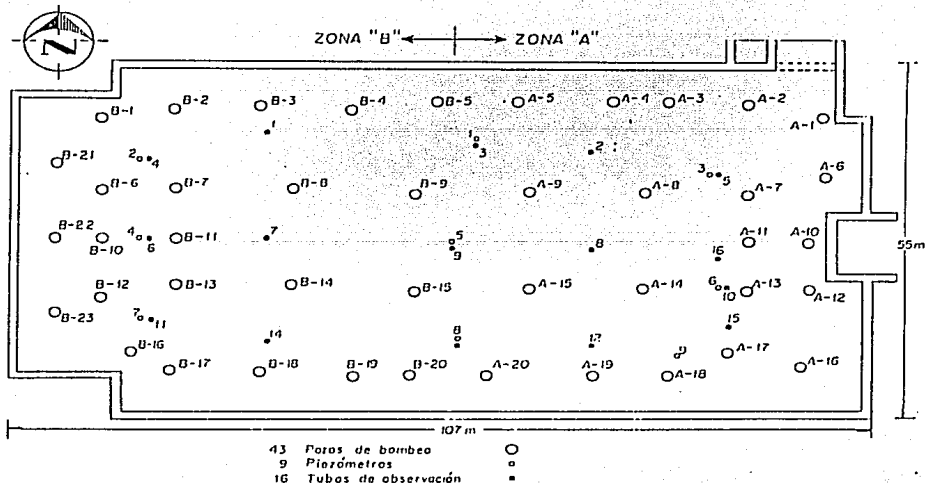


Fig 50 Distribución de instrumentos

**Instrumentación.** En la fig 50 se muestra la distribución de: a) los 43 pozos de bombeo con ademe de tubo de PVC de 6 pulg de diámetro y filtro de poliéster, b) los 16 tubos de observación con tubo PVC de 1 pulgada de diámetro y filtro de poliéster y c) 9 celdas piezométricas instaladas por debajo del estrato arcilloso, para determinar la magnitud de la subpresión que podría desarrollarse.

### 7.7 Pruebas del sistema de bombeo

Una vez terminada la perforación de los pozos de bombeo se colocaron algunas bombas sumergibles de 2 pulg de diámetro, para entrenar al personal en la ejecución de esa maniobra, comprobar la instalación eléctrica y el comportamiento de las bombas; las bombas instaladas se operaron intermitentemente, siguiendo la recomendación del fabricante, para mantenerlas en condiciones de trabajo.

A continuación se describen las pruebas de bombeo que se efectuaron para demostrar la efectividad y confiabilidad del sistema.

**Condición inicial.** El bombeo intermitente descrito mantenía una condición de abatimiento del nivel freático; para intentar la recuperación del nivel original, se suspendió completamente el bombeo durante 9 horas.

Comparando el nivel freático regional que el día de la prueba se encontraba ligeramente arriba de la elevación 0.00 m con el determinado después de las 9 horas, se concluye que el tiempo de recuperación para alcanzar el equilibrio hidrostático fue insuficiente. Como en este proceso de recuperación los pozos funcionan como drenes verticales a través del estrato de arcilla, se puede estimar que el tiempo total de recuperación es de 16 horas, considerando un gasto probable de 5 lt/seg/dren (gasto medio de las pruebas de bombeo).

Con esta prueba se pudo concluir que la recuperación del nivel freático es un proceso relativamente lento, que facilita la operación del sistema de bombeo.

**Prueba No. 1 (Zonas A y B).** Esta prueba se inició con 33 bombas, con la intención de que tuviera una duración de 72 horas; las bombas de la zona A (ver fig 50) se alimentaron con la energía comercial y la zona B con una planta generadora. El sistema funcionó durante 14 horas, al cabo de las cuales se paró la planta generadora.

Comparando las curvas de abatimiento con las profundidades de excavación, se observó el abatimiento logrado rebasaba significativamente el abatimiento requerido, incrementando con ello el factor de seguridad admisible de 1.5

A las pocas horas de iniciada la prueba, 4 de las 33 bombas dejaron de operar, porque se agotó el agua freática en los pozos.



**Prueba No. 2 (Zona A).** Para esta prueba, se suspendió el bombeo en la zona B y se continuó el bombeo con las 20 bombas de la zona A.

En las figs 51 y 52 se muestran las curvas de abatimiento al final del período de bombeo de 73 horas; comparándolas con las profundidades de excavación, se concluyó que el abatimiento logrado en la zona A quedaba a 3.0 m por debajo del nivel de excavación.

Durante la operación del sistema, 10 de las 20 bombas instaladas dejaron de operar porque se agotó el agua freática de los pozos. El gastos promedio extraído por las 10 bombas, al final de la prueba, fué de 55 lt/seg.

Esta prueba demostró que era posible realizar confiablemente el abatimiento en dos etapas de construcción.

**Prueba No. 3 (Zonas A y B).** Esta prueba se llevó a cabo con 34 bombas abatiendo el nivel del agua en las zonas A y B durante un período de 72 horas.

Con esta prueba se comprobó la efectividad del abatimiento; comparándolas con las profundidades de excavación también se observó que el abatimiento se alcanzaba en menos de 26 horas.

Durante la operación del sistema se encontró que en unas horas, 5 de las bombas dejaron de operar por falta de agua en el pozo respectivo y que al final eran 13 bombas las paradas; es decir que el abatimiento se logró mantener con 21 de las 34 bombas.

En cuanto al gasto extraído, en las primeras horas era de 146 lt/seg y al final de la prueba se redujo a 107 lt/seg con un gasto medio por bomba de 5.1 lt/seg; es interesante comparar este gasto final con el calculado inicialmente de 110 lt/seg. Se puede concluir que las hipótesis para el cálculo de gasto fueron acertadas.

**Influencia del bombeo fuera de la zona de excavación.** Al realizar una excavación al sur del área de trabajo encontró el nivel de agua a la elevación - 1.65 m; esto indica influencia del abatimiento fuera del área confinada por los muros. La importancia del abatimiento en la parte externa de los muros perimetrales radica en que los empujes hidostáticos se reducen significativamente.

### 7.8 Resultados obtenidos con el sistema de bombeo

- 1) Durante la operación del sistema se pudo comprobar que la eficiencia de este para abatir el nivel freático fue notable, ya que el nivel abatido del agua se mantuvo hasta 6 m por debajo del nivel del fondo de la excavación, mayor que el abatimiento mínimo esperado de 1 m.

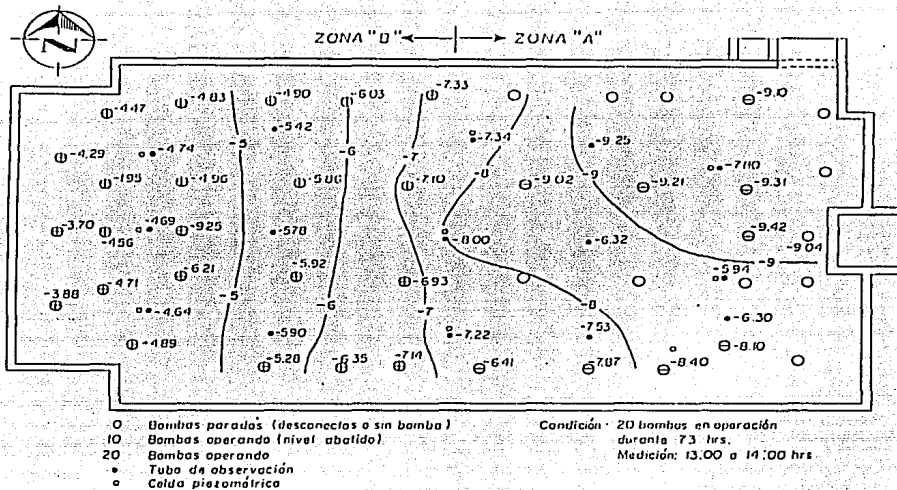


Fig 51 Prueba No 2 (Zona A) tubos de observación

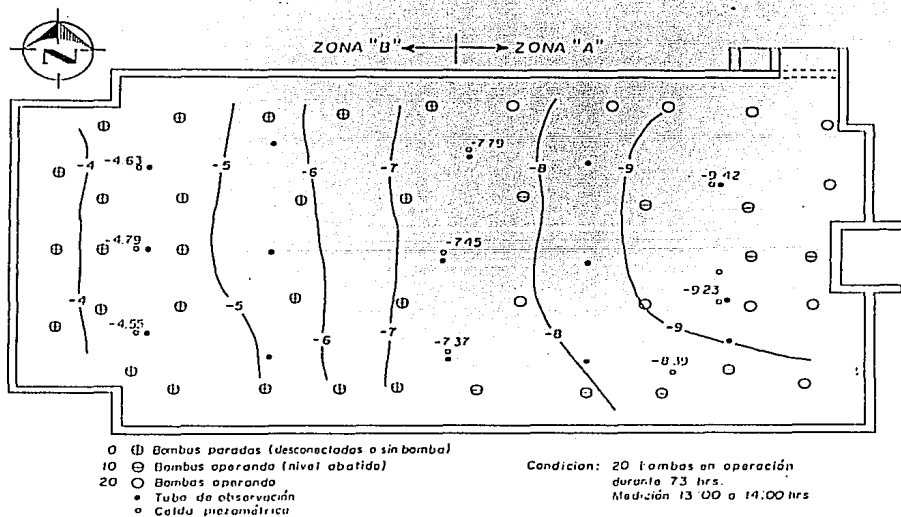


Fig 52 Prueba No 2 (Zona A) piezómetros

- 2) Se comprobó la adecuada elección del sistema de bombeo; con los pozos profundos la excavación se facilitó, debido a que fue poca la obstrucción que presentaron al bote de arrastre las grúas, gracias a su ubicación y separación.
- 3) El sistema de emergencia para fallas en el suministro de la energía eléctrica fue de gran importancia, ya que hubo algunas interrupciones prolongadas en el suministro, y de no haberse contado con aquél, se hubiera puesto en peligro la excavación al recuperarse el nivel freático.
- 4) Las pruebas del sistema permitieron demostrar la posibilidad de abatir en toda el área o dividiéndola en dos partes; finalmente, el procedimiento constructivo se efectuó con la segunda opción, por la limitada disponibilidad de equipos.
- 5) Las bombas que se tenían como reserva no se utilizaron debido a que el abatimiento se pudo mantener con menos bombas de las programadas, lo que motivó que la reserva de éstas aumentara; algunas de las bombas que se pararon por falta de agua, se dejaron dentro de los pozos, para ponerlas nuevamente en operación cuando fuese necesario.
- 6) En general, se ratificó el comportamiento adecuado del sistema de bombeo.

## 8. APLICACION EN ARCILLAS

### 8.1 Aspectos generales

Se presenta el caso de un edificio ubicado en la *zona del Lago Virgen* de la Ciudad de México, en el cual para realizar la excavación necesaria para la cimentación se efectuó el abatimiento del nivel freático en suelos predominantemente arcillosos. El sistema para abatimiento del nivel de agua freática (NAF) tuvo el propósito de minimizar la expansión elástica del suelo por la descarga al excavar, asegurar la estabilidad de los taludes y efectuar los trabajos prácticamente en seco.

**Datos del proyecto.** El predio destinado a la construcción del edificio se localiza al oriente de la Central de Abastos, en la Delegación Iztapalapa.

El edificio se proyectó dividido en dos cuerpos separados por una junta de construcción, como se muestra en la planta en la fig 53. El cuerpo A ocupa un área rectangular de 32 x 24 m y el cuerpo B comprenden una superficie de forma irregular con área aproximada de 2700 m<sup>2</sup>. Los dos cuerpos del edificio constan de seis niveles y sótano y transmiten al subsuelo una carga del orden de 7 ton/m<sup>2</sup>.

El predio se encontraba baldío, con superficie sensiblemente plana y horizontal; el área de construcción ocupa la zona central, por lo que no se tienen construcciones colindantes con el edificio en proyecto.

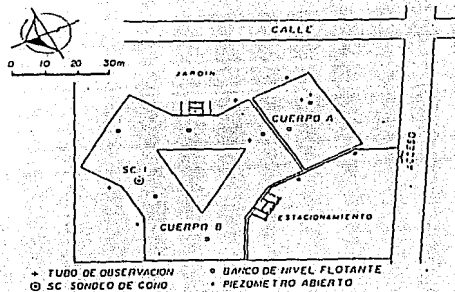


Fig 53 Croquis de distribución en planta

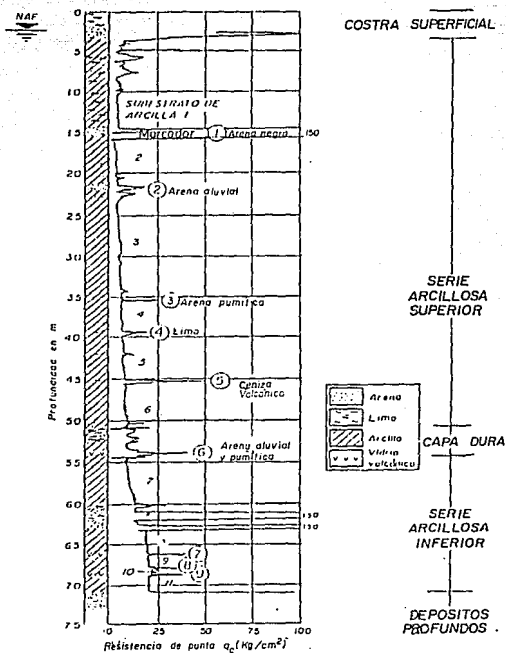


Fig 54 Sonda de cono eléctrica en el sitio y columna estratigráfica

La cimentación del edificio en ambos cuerpos se resolvió por medio de un cajón apoyado a 3.6 m de profundidad, contratraves de 0.8 m de peralte y pilotes de fricción de concreto, con sección cuadrada de 0.3 m de lado y 36 m de longitud efectiva. Estos pilotes tiene como objetivo fundamental disminuir los hundimientos de la edificación.

El nivel freático se encontró a una profundidad de 2.50 m bajo el nivel del terreno natural.

**Estratigrafía de la zona del Lago Virgen.** En la ref 5 se describe una zonificación actualizada en la Ciudad de México, que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 en la que se pudo determinar que el predio en estudio se localiza en la Zona del Lago Virgen en el oriente de la ciudad.

La zona del Lago se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

La subzona del Lago Virgen corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo el reciente desarrollo de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo en esta subzona.

La estratigrafía que es típica de la Zona del Lago se muestra en la fig 54.

En cuanto al hundimiento regional de la zona del proyecto, entre 1977 y 1982 fue de 1.0 m, es decir 20 cm/año, de acuerdo al boletín 8 de la Comisión de Aguas del Valle de México.

**Procedimiento constructivo.** En el edificio que nos ocupa se proyectó un sótano por razones operativas, lo que obligó a una excavación de 3.60 m de profundidas y zanjas con 0.80 m de profundidad adicional para alojar las contratraves y los dados.

Desde la etapa de proyecto, se previó la necesidad de un sistema de pozos de bombeo con el fin de realizar los trabajos de excavación en mejores condiciones de seguridad y operativas.

El hincado de los pilotes de concreto, de 30 cm de lado (sección cuadrada) se realizó antes de iniciar la excavación, en perforaciones previas de 25 cm de diámetro, utilizando un seguidor para dejar la cabeza de los pilotes a su nivel del proyecto.

Como la longitud de los pilotes fue de 36 m, se fabricaron en tramos de 12 m con juntas preparadas con placas soldadas entre sí y ligadas a los tramos de pilote por medio de varillas ahogadas en el concreto.

Los taludes de la excavación se proyectaron con inclinación 3:1, previendo su protección con un entortado de cemento-cal-arena (en relación 1:3:8) debido a que el descabezado y anclaje de los pilotes a la subestructura requiere un lapso importante. En este aspecto, el bombeo también es benéfico pues evita que el pie de los taludes se debilite por la pérdida de resistencia de los materiales que lo forman, en presencia del agua.

Para reducir la magnitud de las expansiones del terreno al efectuar la excavación en áreas grandes, se planeó realizarla por etapas, como se muestra en la fig 55.

Como es usual en la Ciudad de México, se programó realizar la excavación con maquinaria hasta 30 cm antes de alcanzar la profundidad de proyecto; el resto se excavó con herramientas manuales.

## 8.2 Definición del tipo de bombeo y diseño del sistema

**Justificación del bombeo.** Al requerirse una excavación a mayor profundidad que la del nivel freático, en general es conveniente realizar bombeo para mantener el área de trabajo sin humedad del subsuelo las 24 hrs del día, lo que permite mejorar condiciones en la obra y ejecutarla con mayor rapidez y mejor calidad.

En ocasiones, el bombeo de abatimiento se sustituye por sistemas de bombeo simples o *de achique* por razones económicas, pero en el caso que nos ocupa, el bombeo de abatimiento significó otras ventajas:

- a) Coadyuva en la estabilidad de los taludes, en los que el lapso de exposición es importante.
- b) Permite la excavación en áreas mayores con expansiones elásticas del subsuelo dentro de límites aceptables.

Por las razones arriba expuestas, se decidió efectuar un bombeo en este proyecto principalmente para estabilizar la excavación.

Adicionalmente, se puede requerir bombeo de abatimiento para evitar fallas del fondo de la excavación por subpresión, cuando un estrato permeable se localiza a una profundidad tal que la presión que ejerce sobre el suelo impermeable suprayacente es mayor que el peso de éste.

**Selección del tipo de bombeo.** Originalmente se había planeado utilizar bombas de pozo profundo para el abatimiento del nivel freático; sin embargo, al estimar el gasto que debía extraerse, se propuso utilizar bombeo de tipo eyector que se adapta particularmente bien al bombeo en arcillas de la Ciudad de México, mismas que cumplen con la condición necesaria de que existan intercaladas en la arcilla capas delgadas de suelos con mayor permeabilidad (limos gruesos y arenas) que permiten la utilización de este sistema de bombeo, como se indicó en el

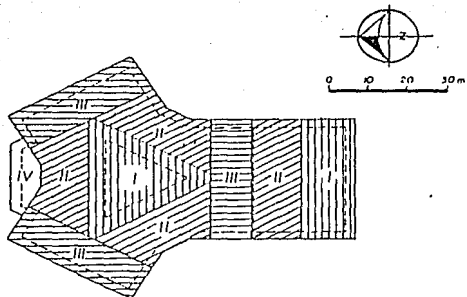


Fig 55 Etapas de excavación

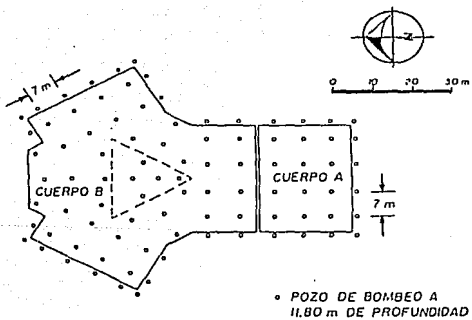


Fig 56 Distribución de pozos de bombeo

capítulo 3. Asimismo, según se mencionó antes, la baja eficiencia operativa de este sistema no repercute notoriamente en el aspecto económico por el poco caudal que debe manejarse.

Finalmente, se decidió utilizar este sistema de puntas eyectoras al comprobarse que su costo total resultaba del mismo orden o menor que el de bombeo de pozo profundo, a pesar de que en este último, la malla de pozos resulta más espaciosa que en el segundo.

**Diseño del sistema.** Como primera etapa del diseño, y con objeto de definir las condiciones estratigráficas del predio en estudio se efectuaron dos sondeos de muestreo mixto, un sondeo de penetración estándar y un sondeo de cono eléctrico, llevados hasta una profundidad mayor de 71 m, hasta penetrar en los depósitos profundos.

En la fig 54 se muestra gráficamente la variación de la resistencia de punta del cono eléctrico con la profundidad y se presenta una columna estratigráfica determinada a partir de las muestras recuperadas en los sondeos restantes, definiendo las fronteras entre las diferentes formaciones y capas intermedias con los resultados del sondeo de cono.

**Diseño de pozos.** Previamente se indicaron las razones que llevaron a seleccionar el sistema de bombeo de tipo eyector; en la fig 14 se presentan las características de un pozo de este tipo.

**Profundidad de abatimiento.** Para determinar la profundidad de abatimiento adecuada, se consideró el criterio indicado en la ref 2, utilizando la siguiente expresión:

$$Z_o > \frac{1}{\gamma_w} (\sigma_d - \gamma D_2) + (D_1 - D_{w1}) \quad (35)$$

donde

$Z_o$  abatimiento del nivel del agua, bajo el fondo de la excavación requerida para alojar las contratrabes

$\sigma_d$  esfuerzo efectivo vertical correspondiente a la elevación de la losa de cimentación, 4.84 ton/m<sup>2</sup>

$\gamma$  peso volumétrico del material excavado, 1.42 ton/m<sup>3</sup>

$D_1$  espesor de suelo excavado en la primera etapa, 3.6 m

$D_2$  espesor de suelo excavado en la segunda etapa, 0.8 m

$D_{w1}$  profundidad del nivel freático, 2.5 m

resulta  $Z_o = 4.3$  m, que representa el abatimiento requerido, para que la presión efectiva al nivel de desplante resulte la misma o ligeramente mayor que la presión efectiva inicial, reduciéndose considerablemente la expansión elástica debida a la descarga por excavación.



Por lo tanto, se definió como profundidad de abatimiento mínimo:  $Z = D_1 + D_2$ , o sea  $Z = 8.7$  m bajo el nivel del terreno natural, abatiendo el nivel freático aproximadamente 6 m respecto a su posición inicial.

De acuerdo con el perfil estratigráfico (fig 54) bajo esa profundidad no existe una capa inmediata de arena en la que se pudiera presentar subpresión capaz de provocar una falla, en cuyo caso se podría requerir mayor profundidad de abatimiento.

En la fig 55 se muestran las etapas de excavación finalmente definidas para la construcción de la cimentación, mismas que se consideraron para determinar la ubicación de los pozos de bombeo. Para definir el espaciamiento de los pozos, se tomó en cuenta la experiencia de varias obras semejantes en las que se comprobó que colocando un pozo de bombeo por cada 50 m<sup>2</sup> de área se provoca el abatimiento del nivel freático en un tiempo razonable, por lo que se programó una red de bombeo con separaciones del orden de 7 x 7 m, como se muestra en la fig 56.

Con la separación de pozos arriba indicada se logra un abatimiento del nivel del agua hasta una profundida tal que al centro de un apoyo de pozos dicho nivel quedó 3m arriba del nivel dinámico en los pozos arrendantes; por lo tanto para lograr el abatimiento requerido, se necesitaba mantener este último nivel mencionado en 12 m de profundidad e instalar las bombas al menos a 13 m bajo el terreno natural. Finalmente se decidió llevar los pozos de bombeo a 16 m de profundidad, coincidiendo con el estrato arenolimoso existente, al comprobar después de una primera fase de bombeo que en esas condiciones se lograba mayor rapidez de abatimiento que con los pozos instalados a 14 m.

### 8.3 *Instalación y puesta en operación de los pozos de bombeo*

**Perforación.** Las perforaciones de 25 cm de diámetro, para los pozos de bombeo se llevaron a cabo con máquina rotatoria, equipada con una broca del tipo de aletas, inyectando agua como fluido de perforación; esta técnica permite evitar el remoldeo en las paredes del pozo.

Una vez alcanzada la profundidad especificada, se lavó el pozo hasta comprobar que el agua de retorno salía limpia (libre de lodo o arena).

**Instalación de bombas eyectoras.** En la perforación terminada, y lavada, se colocó el ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 10 cm de diámetro interior, con ranuras de 1 mm espacidas 10 mm entre sí; el tubo se ranuró únicamente en sus 6 m inferiores. El espacio entre el ademe y la pared del pozo se rellenó con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm en toda la longitud del pozo.

Dentro del ademe se instalaron las bombas de eyector a una elevación de 0.50 m sobre el fondo de la perforación, sobre una cama de material filtrante; se utilizaron tubos de inyección de 13 mm de diámetro y tubos de salida de 19 mm.

Por cada 10 pozos eyectores aproximadamente, se instaló en la superficie una bomba centrífuga con motor eléctrico de 10 H.P., con líneas alimentadora y de descarga formadas por tuberías de fierro de 3"  $\phi$  utilizando piezas de unión del mismo material, con rosca para conectar a la bomba y a los tanques.

**Sistema de control del bombeo.** Para lograr un funcionamiento adecuado del sistema de bombeo, se verificó que la diferencia de presión entre la entradas y el retorno del eyector más lejano en una línea de alimentación resultara de 4 kg/cm<sup>2</sup> como mínimo; esta verificación se efectuó por medio de manómetros y sirvió para definir el número de eyectores que podían operarse realmente con las bombas centrífugas propuestas.

Respecto a la energía eléctrica, se contó con una acometida normal del sistema municipal y con un generador de emergencia.

En cada etapa de construcción el bombeo se mantuvo hasta que la construcción respectiva alcanzó un avance tal que la carga resultaba de 3 ton/m<sup>2</sup>, ya fuera con el peso propio de la obra, o utilizando lastre; con esta carga y el efecto de anclaje de los pilotes instalados, se alcanzaba prácticamente una sobrecarga equivalente a la descarga por excavación.

Al final de la construcción, los pozos de bombeo fueron sellados evitando que quedasen drenes conectados al interior del cajón.

#### *8.4 Instrumentación para control de abatimiento y de expansiones*

Para llevar un control de los abatimientos logrados con el bombeo durante la diferentes etapas de excavación y construcción de la cimentación, se instalaron tubos de observación del nivel del agua, piezómetros abiertos en los estratos permeables y piezómetros neumáticos en estratos arcillosos; en la fig 50 se muestra la distribución de los instrumentos instalados. Para medir las expansiones producidas por la excavación y definir las etapas de ataque de las diferentes áreas de acuerdo con los resultados obtenidos, se instalaron bancos de nivel flotantes, cuyas características se muestran en la fig 57.

Asimismo, se instaló un banco de nivel profundo apoyado a 72 m bajo el nivel del terreno natural, para medir los hundimientos regionales en las nivelaciones topográficas; este banco se ubicó en un predio baldío localizado a 60 m al oeste de la zona de construcción. Además, se instalaron cuatro bancos de nivel superficiales en las calles circundantes al proyecto.

**Profundidad de Instalación de instrumentos.** Tomando en cuenta que el abatimiento programado fue 8.7 m bajo el nivel del terreno natural, la mayor parte de los instrumentos de control piezométrico fueron instalados bajo esa profundidad. En general los tubos de observación se instalaron a 10.0 m de profundidad y los piezómetros abiertos, en el estratos permeable ubicado de 14.7 a 16.0 m. Adicionalmente, se colocaron piezómetros abiertos en estratos permeables menos profundos, con objeto de observar la variación del nivel freático, antes del inicio de la

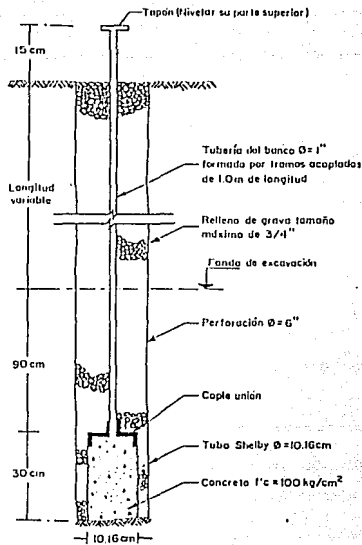


Fig 57 Banco de nivel flotante

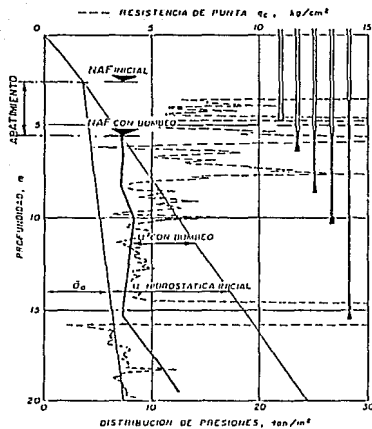


Fig 58 Corte esquemático de instrumentación piezométrica

construcción y en las primeras etapas de bombeo; se instalaron también piezómetros neumáticos en estratos arcillosos.

En la fig 58 se presentan esquemáticamente las mediciones obtenidas con estos instrumentos.

### 8.5 *Resultados obtenidos. Hundimiento regional medido*

En la primera etapa de construcción, con pozos instalados hasta 13 m de profundidad, se logró un abatimiento efectivo de nivel freático en los cuatro primeros días de bombeo; se requerían 15 días para lograr el abatimiento requerido de 5.7 m efectivo bajo el nivel freático original.

Posteriormente los pozos se profundizaron hasta 16 m coincidiendo con la capa arena limosa existente, de mayor permeabilidad, lo cual permitió lograr un abatimiento de 5.5 m en 8 ó 10 días de bombeo, acelerando por lo tanto el programa constructivo. En las etapas subsecuentes de excavación se llevó el control del abatimiento por medio de tubos de observación instalados al centro de 4 pozos de bombeo, ya que debido al proceso constructivo; la mayor parte de los instrumentos originalmente instalados fueron dañados.

**Expansiones medidas.** Las etapas constructivas se programaron con objeto de restringir la expansión del subsuelo a un valor máximo de 3 cm previstos para reducir los posteriores hundimientos por recuperación de la expansión.

En la fig 59 se muestra la expansión por excavación medida en el banco de nivel flotante *BNF-1E*, correspondiente a la primera etapa constructiva; se observa que a partir del inicio de la excavación la expansión máxima registrada es de 2.2 cm respecto a su posición inicial al instalarse.

**Hundimiento regional.** El hundimiento regional medido por medio del banco de nivel profundo instalado resultó de 4.9 cm en los 126 días transcurridos del 30 de septiembre de 1987 al 3 de febrero de 1988, que resulta en promedio de 1.2 cm por mes (fig 60).

Este hundimiento regional se tomó en cuenta en la interpretación de las expansiones medidas. Por ejemplo, en el caso mostrado en la fig 60, el hundimiento regional ocurrido desde la instalación del banco de nivel flotante hasta la expansión máxima por excavación, fue 1.4 cm, por lo que el valor total de esta expansión fue 3.6 cm.

**Mantenimiento del bombeo.** Los pozos de bombeo funcionaron adecuadamente; sin embargo, cuando un pozo se reducía la profundidad del nivel dinámico, se extraía el ejector para rehabilitarlo o sustituirlo, lo cual se lograba en un lapso de una hora aproximadamente.

### 8.6 *Conclusiones*

Se considera que en el caso presentado el abatimiento del nivel de agua mediante bombas ejectoras fue exitoso por las siguientes razones:

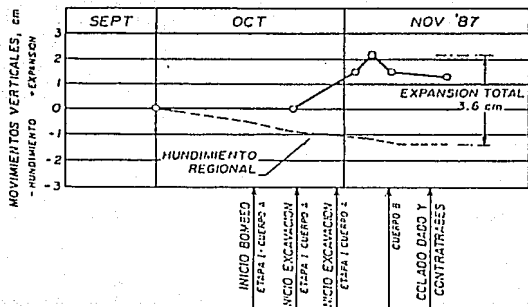


Fig 59. Expansión por excavación en la primera etapa constructiva

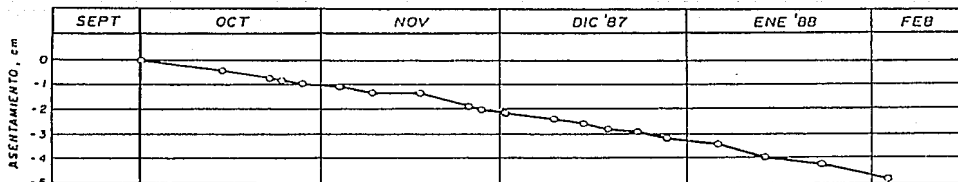


Fig 60. Hundimiento regional medido en el banco de nivel profundo

- 1) Se pudo limitar la expansión del subsuelo por excavación a un nivel máximo del orden de 3 cm combinando la construcción por etapas con el abatimiento del nivel freático.
- 2) La medición de las expansiones por medio de bancos de nivel flotantes permitió reprogramar las etapas de excavación y construcción, acortando el programa constructivo.
- 3) La construcción de la cimentación se pudo efectuar prácticamente en seco, con mayor eficiencia de los equipos de excavación y mejores condiciones de trabajo para el personal.
- 4) No se presentaron fallas en los taludes de las excavaciones, a pesar de estar abiertas éstas durante varias semanas.
- 5) A pesar de que la construcción en general tenía un programa de obra muy limitado, se pudo llevar a cabo la construcción de la cimentación dentro del plazo previsto y en condiciones satisfactorias.

## 9. COMENTARIOS FINALES

En este trabajo se presentan procedimientos para abatir el nivel freático en las excavaciones, durante la construcción de la subestructura, tanto en suelos granulares como en suelos finos. Se han enfatizado los aspectos de mayor interés práctico; a continuación se presenta una síntesis de los aspectos principales.

### A. *Permeabilidad de los suelos.*

- 1) Por la heterogeneidad de las masas de suelo y debido a que la mayoría de los suelos granulares presentan cierta estratificación, en general el mejor método para obtener la permeabilidad en arenas es por medio de pruebas de bombeo; para fines de anteproyecto, parece suficiente estimar la permeabilidad en arenas con relaciones empíricas del tipo de la Hazen (ecuación 4) o con gráficas que involucran más parámetros, como las de Prugh mostradas en las figs 2 a 4.
- 2) Para determinar el coeficiente de permeabilidad en arcillas los diversos métodos presentan ventajas y desventajas relativas, por lo que el uso de un método en particular dependerá de la disponibilidad de equipo, del tiempo y de los recursos disponibles para determinado proyecto.
- 3) Debido a la anisotropía frecuentemente encontrada en los suelos, debe tomarse en cuenta que la permeabilidad horizontal puede llegar a ser muy diferente de la vertical y además, en muchos casos es necesario utilizar valores medios, con los criterios señalados en el capítulo 1 tanto para  $k_h$  como para  $k_v$  (diferentes entre sí).

### **B. Bombeo en arenas.**

- 1) El uso del sistema de pozos profundos con bombas de turbina ha ofrecido muchas ventajas, en excavaciones efectuadas en nuestro país, respecto a otros sistemas, antes considerados como tradicionales, como el de pozos punta (*well-points*), tanto por la manejabilidad del equipo, como por razones de economía y seguridad en la construcción.
- 2) En el caso histórico que se presenta (cap 7) se pudo comprobar que la eficiencia del sistema con bombas de turbina, para abatir el nivel freático, fue notable y su funcionamiento fue satisfactorio durante todo el tiempo de operación.
- 3) La instrumentación, que en general consiste en piezómetros y pozos de observación, es fundamental para medir las cargas de agua en un acuífero y para evaluar el rendimiento de un sistema de bombeo.

### **C. Bombeo en arcillas.**

- 1) El problema de abatimiento de la presión de poro en arcillas no es significativo en el aspecto hidráulico, pero puede tener un efecto importante en la estabilidad de los taludes del fondo de la excavación; por ello, es posible que se requiera abatimiento en suelos de consistencia blanda a muy blanda, como los de la zona de lago de la Ciudad de México.
- 2) Es necesario detectar las capas arenosas que pueden existir bajo el fondo de la excavación en proyecto, ya que en éstas se puede generar subpresión capaz de provocar la falla por flotación de una parte del fondo de la excavación.
- 9) En el caso presentado para un edificio ubicado en la zona del Lago Virgen de la Ciudad de México, en el cual se programó bombeo con el propósito de asegurar la estabilidad de la construcción, también era necesario reducir la expansión elástica del suelo por la descarga al excavar; se utilizó el sistema de bombeo de eyectores que se adaptan particularmente bien al bombeo en arcillas, ya que en éstas se cumple la condición de que existan intercaladas capas delgadas de suelo con mayor permeabilidad.
- 10) La baja eficiencia operativa del sistema con puntas eyectoras no repercute en el aspecto económico, por el poco caudal de agua que debe manejarse. Para definir el espaciamiento de los pozos, se toma en cuenta que para gran cantidad de obras en la Ciudad de México, colocando un pozo de bombeo por cada 50 m<sup>2</sup> de área se provoca el abatimiento de la presión de poro en un tiempo razonable.
- 11) En el caso histórico presentado se pudo limitar la expansión del subsuelo por excavación a 3 cm como máximo, combinando la construcción por etapas con el bombeo; la construcción de la cimentación se pudo efectuar sin lodo en el fondo, lo que permitió mayor eficiencia en los equipos de excavación y mejores condiciones de trabajo para el personal, que redundó en el cumplimiento del programa de obra.

## REFERENCIAS

1. Zeevaert, L (1983). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, van Nostrand Reinhold, Za Ed
2. Powers, J Patrick (1981). *Construction Dewaterin. Aguide to Theory and Practice*, wiley series of practical construction guides
3. Cadergren, H (1968). *Seepage, Drainage and Flow Nets*, Wiley, New York
4. Del Castillo, R (relator 1978). *Ciudad de México*, SMMS Simposio sobre el subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México, México
5. Tamez, E et al (1987). *Manual de diseño geotécnico*, vol 1, COVITUR, México
6. Brinton C, E (1980). *General Excavation Methods*, Robert E Krieger Publ, Huntington, New York
7. Rodríguez, JM (1989), *Sistemas de Bombeo para fines de excavaciones en el acuífero del Valle de México*, SMMS; Construcción Especializada en Geotécnia. Memorias del Simposio realizado en septiembre de 1988, México.
8. Reséndiz, D (1970). *Efectos del Bombeo Electromótico en las Arcillas del Valle de México*, SMMS; V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.