



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

165
2EJ

FACULTAD DE INGENIERIA

MEDICIONES PIEZOMETRICAS Y SU
APLICACION EN PROBLEMAS
DEL SUBSUELO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ROSALIO ZUÑIGA GUTIERREZ



MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-012/93

Señor
ROSALIO ZUÑIGA GUTIERREZ
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY** que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

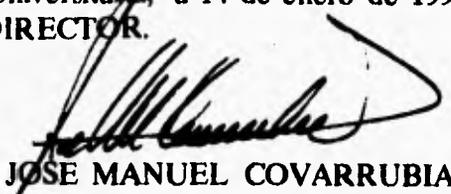
**"MEDICIONES PIEZOMETRICAS Y SU APLICACION EN PROBLEMAS
DEL SUBSUELO"**

- I . **INTRODUCCION**
- II . **CONCEPTOS BASICOS**
- III . **DESCRIPCION DE PIEZOMETROS**
- IV . **CRITERIOS PARA SELECCION**
- V . **INSTALACION DE PIEZOMETROS**
- VI . **MEDICIONES CON PIEZOCONO**
- VII . **APLICACIONES DE LAS MEDICIONES PIEZOMETRICAS**
- VIII. **CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario, a 14 de enero de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nlI

Agradecimientos:

- **a mis padres, Manuela y Timoteo**
- **a Lety**
- **a mis hermanas, Sofia, Gloria e Isabel**
- **a mis amigos**
- **a todos mis profesores**
- **a todas aquellas personas que me apoyaron durante mi carrera**

" El principio es la mitad del todo "

Pitágoras

" Mi intención es demostrar que la máquina celestial no es como un ser divino, sino como un reloj "

Johannes Kepler

**MEDICIONES PIEZOMETRICAS Y SU APLICACION
EN PROBLEMAS DEL SUBSUELO**

	Pág	
I	INTRODUCCION	1
II	CONCEPTOS BASICOS	3
III	DESCRIPCION DE PIEZOMETROS	10
	III.1 Tipos convencionales	11
	III.1.1 Tubo de observación	11
	III.1.2 Piezómetro abierto	11
	III.1.3 Piezómetro hidráulico de doble tubo	16
	III.1.4 Piezómetro neumático	19
	III.2 Tipos electrónicos	20
	III.2.1 Piezómetro de cuerda vibrante	20
	III.2.2 Piezómetro de resistencia eléctrica	25
IV	CRITERIOS PARA SELECCION	32
	IV.1 Tiempo de respuesta	32
	IV.2 Precisión y confiabilidad	34
	IV.3 Pruebas y causas de falla	37
	IV.4 Métodos de lectura	40
V	INSTALACION DE PIEZOMETROS	43
	V.1 En terraplenes	43
	V.2 Hincado a presión	43
	V.3 En perforación previa	45
VI	MEDICIONES CON PIEZOCONO	51
	VI.1 Descripción del piezocono	51
	VI.2 Aspectos para diseño de un piezocono	52
	VI.3 Procedimiento para prueba	57
	VI.4 Interpretación de resultados	60
	VI.5 El piezocono en la práctica	74
VII	APLICACIONES DE LAS MEDICIONES PIEZOMETRICAS	80
	VII.1 Mediciones piezométricas en excavaciones	80
	VII.2 Predicción de velocidad de consolidación	86
VIII	CONCLUSIONES	95

I INTRODUCCION

En las obras de ingeniería civil el suelo tiene un importante papel al constituir el elemento de soporte de cualquier estructura, al mismo tiempo que puede utilizarse como material de construcción. Uno de los problemas que en ocasiones enfrenta quien va a diseñar una cimentación, es la falta de información que defina las características y propiedades del subsuelo, razón por la cual la exploración de campo juega un papel muy importante en la ingeniería de cimentaciones.

Los parámetros de diseño pueden obtenerse de ensayos de laboratorio en muestras obtenidas durante la exploración o mediante pruebas directas en campo. Las primeras tienen el inconveniente de que las muestras no sean totalmente representativas del suelo, además de sufrir alteraciones durante los procesos de obtención, transporte y preparación. Las pruebas en campo dependen más de las características del equipo empleado y las condiciones bajo las cuales se realicen las pruebas.

La instrumentación en mecánica de suelos, además de formar parte de los métodos de exploración, se emplea en el lugar para detectar oportunamente cualquier indicio de mal comportamiento en la estructura. Por lo tanto, el papel que desempeña la instrumentación en la mecánica de suelos es muy importante y por ello el ingeniero debe estar familiarizado con estas técnicas, así como de sus aspectos teóricos para analizarlos.

Un elemento muy utilizado en la mecánica de suelos es el piezómetro, instrumento que se instala en el suelo y responde a las presiones de agua subterránea únicamente alrededor de su elemento poroso.

El presente trabajo tiene como objetivo describir los principales tipos de piezómetros existentes y señalar los criterios para seleccionarlos e instalarlos, además se describe el piezocono, un instrumento de poco arraigo en México, y finalmente se presentan ejemplos de aplicación de la información piezométrica.

Los capítulos III, IV y V tratan las diferencias en cuanto a funcionamiento y características físicas de algunos piezómetros, además de las ventajas y desventajas relativas de unos con respecto a otros. Se mencionan también, los posibles criterios a utilizar para su adecuada selección e instalación.

En el capítulo VI se hace una breve descripción del piezocono, el cual fue introducido en la década de los 70's y ha mostrado un rápido desarrollo en los últimos 12 años. Se mencionan los conocimientos actuales y las opiniones relativas al equipo, procedimiento de prueba e interpretación de la información obtenida con este dispositivo. Se discute la influencia en la presión de poro de la posición del elemento filtrante y la importancia de la saturación, métodos de interpretación para cada tipo de suelo; se señala la influencia de las condiciones de drenaje, esfuerzo, la relación de preconsolidación (OCR) y las características de flujo en los resultados que se obtienen con el piezocono.

Finalmente en el capítulo VII se presentan dos casos de aplicación de datos piezométricos, donde se muestra la relación existente entre asentamientos y extracción de agua del subsuelo dado que las pérdidas de presión son equivalentes a un aumento de presión efectiva en las partículas del suelo, provocando una disminución de volumen que se refleja en el hundimiento de la superficie.

Se pretende que este trabajo sirva de ayuda a cualquier persona relacionada con la exploración geotécnica y en especial con la instrumentación para determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo, pues esto resulta fundamental para la selección del tipo de cimentación, procedimiento constructivo y comportamiento futuro de cualquier estructura.

II CONCEPTOS BASICOS

Antecedentes. El suelo es un material compuesto de tres elementos: materia sólida, agua y aire (Ref 1). Los sólidos están representados por granos duros que forman una estructura esquelética más o menos compleja, pudiendo ser producto de la desintegración de roca con iguales propiedades litológicas; el material sólido también puede ser el producto de la erosión de rocas, siendo éste el caso donde la fracción muy fina contenga minerales arcillosos que proporcionan cohesión al suelo. También puede estar presente materia orgánica en la formación de suelos. Las propiedades mecánicas del suelo dependerán de la proporción en la cual los tres elementos anteriores estén presentes.

La ingeniería de cimentaciones se basa en la información proporcionada por la exploración del subsuelo. Uno de sus objetivos es seleccionar el tipo de cimentación, de acuerdo con las propiedades del suelo y con las especificaciones o reglamentos establecidos para garantizar la seguridad en las construcciones. Una vez que la cimentación ha sido propuesta, deberá tomarse en cuenta para su diseño alguno o varios de los siguientes puntos (Ref 1).

- 1- Problemas de capacidad de carga
- 2- Desplazamientos horizontales y verticales
- 3- Diseño y estabilidad de las excavaciones
- 4- Interacción suelo-estructura
- 5- Análisis y diseño de la estructura de cimentación

La exploración del subsuelo deberá definir la estratigrafía, condiciones hidráulicas, y las propiedades índice y mecánicas del suelo en el sitio de interés.

Propiedades básicas del suelo. A continuación se dan algunas definiciones de propiedades del suelo, utilizadas en la ingeniería de cimentaciones.

Tipos básicos de suelo. El suelo puede ser catalogado en dos grandes grupos: *gruesos* y *finos*. Los suelos gruesos, retenidos por la malla # 200 (0.074 mm de apertura), incluyen arena y grava, los cuales consisten en fragmentos de roca o minerales que no han sido alterados por descomposición química ó mecánica. Típicamente los finos son arcilla y limo que pasan la malla # 200. Desde luego, existen combinaciones entre estos. El marco para identificar a los suelos lo da el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Esfuerzo y presión. Esfuerzo y presión son definidos como fuerza por unidad de área. Estrictamente, presión es un término general que significa fuerza por unidad de área y esfuerzo es la fuerza por unidad de área que existe dentro de una masa de suelo.

Presión de poro y nivel de agua freática. Cuando los espacios de los poros están llenos con agua

(suelo saturado), la presión en el agua es llamada presión de poro del agua¹. Esta actúa en todas direcciones con igual intensidad (principio de Pascal). El nivel de agua freática es la superficie de un cuerpo de agua subterráneo sometido a la presión atmosférica.

Esfuerzos total y efectivo. Esfuerzo total es la fuerza total transmitida a través de un área dada, dividida por esa área. Esfuerzo efectivo es la fuerza actuante entre los puntos de la estructura mineral por área total. El principio de Terzaghi para esfuerzos efectivos se define como:

$$\text{Esf. total} = \text{Esf. efectivo} + \text{Presión de poro}$$

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Consolidación. Al proceso de expulsión gradual del agua en una masa de suelo, con la consiguiente transferencia de esfuerzos totales a esfuerzos efectivos y reducción en la presión de poro, se le llama consolidación. La velocidad con la que se expulsa el agua depende principalmente de la permeabilidad del suelo de cimentación.

Permeabilidad. La permeabilidad es una medida de la velocidad con la cual el agua puede moverse a través del suelo. Los suelos finos tienen menor permeabilidad que los suelos gruesos y de esta forma, la consolidación y asentamientos de los suelos finos ocurre lentamente.

Un aspecto importante a determinar en la etapa de exploración del subsuelo son las condiciones hidráulicas, que se definirán mediante el uso adecuado de piezómetros y tubos de observación.

Piezómetro. Es un dispositivo utilizado para medir la presión intersticial del agua en el suelo. Se utiliza para conocer los incrementos de presión de poro (Δu) generados por sobrecarga en la superficie del suelo y su evolución con el tiempo, además de proporcionar información del efecto por flujo de agua en el suelo, por ejemplo en diques, presas o en pruebas de bombeo.

Existen diferentes tipos de piezómetros comercialmente disponibles, desde los simples de tubería abierta hasta los de tipo electrónico. En la figura 1 se muestra el arreglo general de un piezómetro abierto; la diferencia de este con un tubo de observación (Fig 2), también conocido como pozo de observación, está en que la medición en el primero se realiza dentro de una cámara en la que no hay comunicación con los estratos superiores. La columna de agua en un tubo de observación coincide con el nivel freático debido a los excesos de presión de poro disipados en los estratos con menor presión y porque es muy grande el tiempo en el cual fluye el volumen de agua necesario para formar la columna que equilibre la diferencia de presión (Δu). La altura piezométrica (h) es llamada carga piezométrica, y el nivel que el agua alcanza dentro del piezómetro (λ) es conocido como nivel piezométrico del agua.

¹ En adelante la presión de poro causada por la presencia del agua se llamará presión de poro. Cuando esta presión resulte de la presencia de aire o gas (en el caso de suelos orgánicos que generan gases) se especificará como presión de poro del aire.

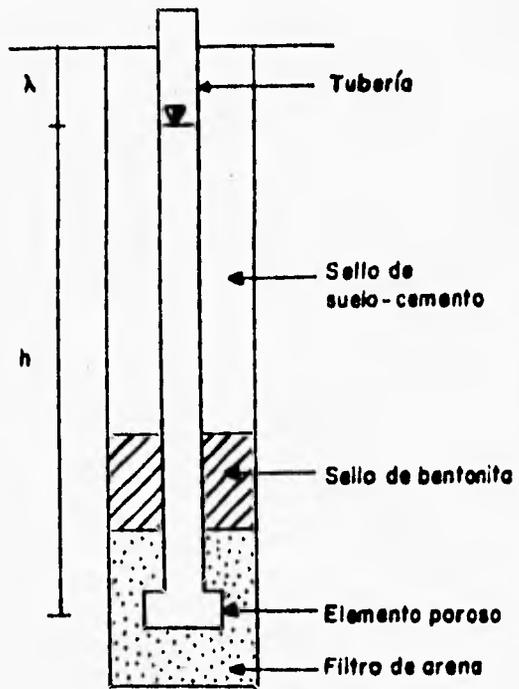


Fig 1 Aspecto general de un piezómetro abierto

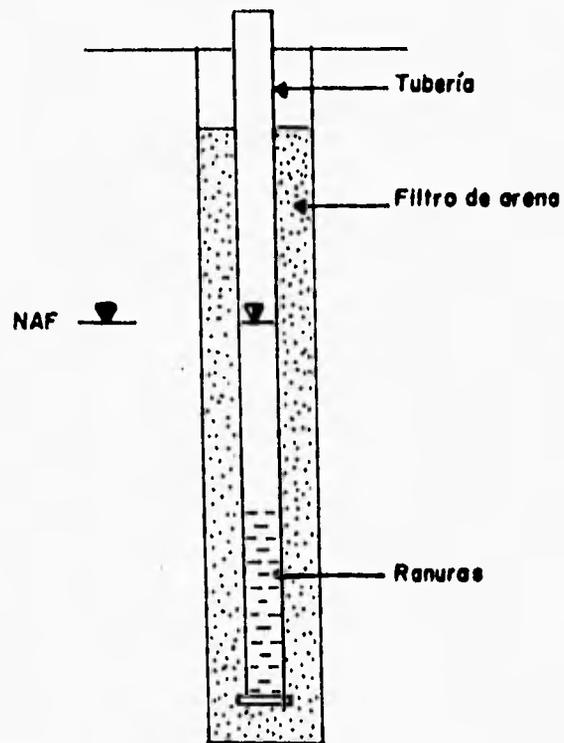


Fig 2 Esquema de un tubo de observación

Todos los piezómetros contienen un elemento poroso o filtrante. De este modo el agua del suelo fluye a través de los poros del elemento y es colectada en la unidad contenedora (Ref 2). La presión del agua dentro de la unidad contenedora se puede medir directamente o por medio del nivel de la columna de agua dentro de ella. Existe una gran cantidad de instrumentos para medir la presión de poro y la presión de poro del aire y se utilizan para determinarla en rellenos, suelo natural parcialmente saturado, rellenos compactos (cortinas de presas), muros de retención y estructuras sujetas a cargas dinámicas. En la selección de un piezómetro es esencial tomar en cuenta la permeabilidad del suelo para relacionar adecuadamente y con precisión la presión del agua subterránea en materiales semejantes.

Requisitos de un piezómetro. Los principales requerimientos que debe satisfacer cualquier piezómetro son:

- Deben medir con precisión la presión de poro en el suelo, positiva o negativa (succión), para lograr que los errores cometidos estén dentro de límites conocidos y tolerables.
- Deben provocar un mínimo de alteración al suelo natural y por lo tanto a la respuesta del suelo en el cual se ha instalado.
- Deben responder rápidamente a cambios en las condiciones del agua subterránea.
- Ser rígido y confiable para permanecer estable aún después de largos períodos de tiempo.
- Facilidad para ser leído constantemente si así se requiere.

Los primeros dos requerimientos usualmente los satisfacen la mayoría de los piezómetros usados en la ingeniería de cimentaciones. Con relación al tercer requisito, el problema básico con cualquier sistema piezométrico es que para su funcionamiento se requiere un flujo finito de agua desde el suelo contiguo al elemento poroso que impide al instrumento registrar un cambio inmediato en la presión de poro. Para que un piezómetro registre un cambio de presión se requiere una energía que es directamente proporcional al volumen de agua que fluye dentro del sistema piezométrico. Debido a que todos los suelos tienen una permeabilidad finita, existe un tiempo de retraso entre el cambio en el estado de presión del agua subterránea y el registro de ese estado de presión en el elemento piezométrico. El tiempo requerido para la igualación de presiones (adentro y fuera del piezómetro) depende de la flexibilidad del sistema piezométrico (Ref 3), la permeabilidad del suelo y su compresibilidad.

Cuando el suelo se encuentra saturado, la permeabilidad es un factor importante, y es necesario tomar en consideración el principio fundamental de la mecánica de suelos: el esfuerzo total equivale a los esfuerzos efectivos más la presión hidrostática o de poro. De este modo, el esfuerzo total en muchos puntos de una masa de suelo se puede determinar con la expresión:

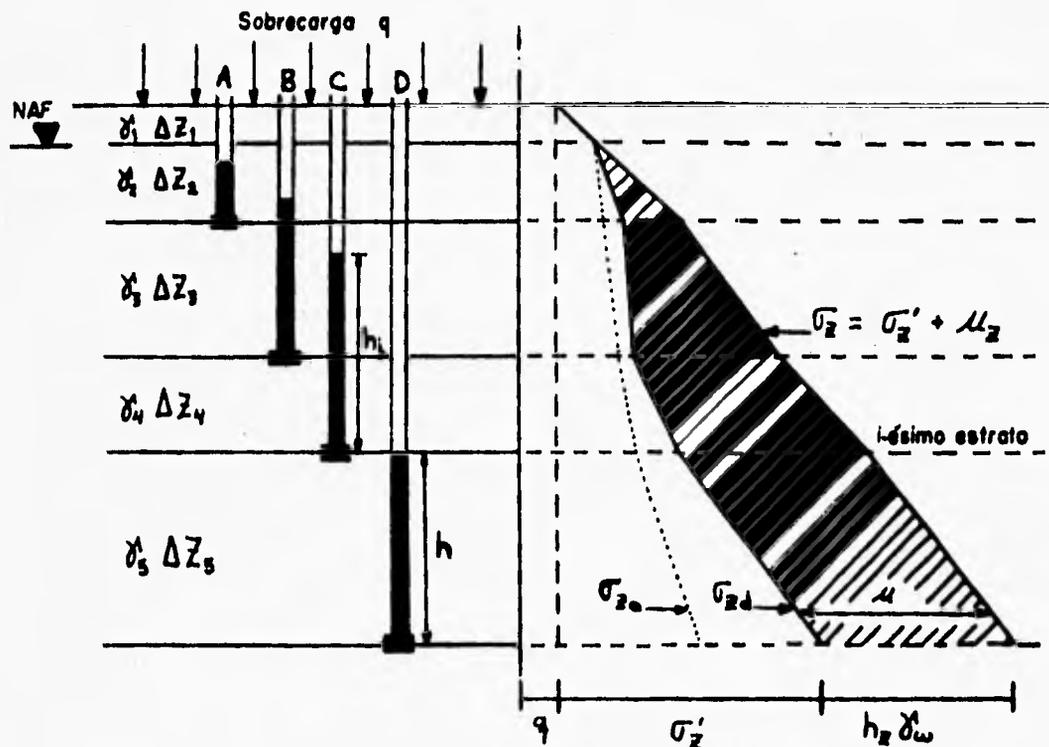
$$\sigma_i = \sigma'_i + u_i \quad (2)$$

Generalmente, el valor de la presión total puede ser determinada con razonable precisión desde el punto de vista ingenieril, con teorías y suposiciones; sin embargo, es difícil determinar la presión hidráulica cuando existe flujo de agua a través de la masa del suelo.

Para ilustrar la importancia del estado de esfuerzos en el suelo, se considera el problema de determinar el esfuerzo efectivo y presión de poro en un punto localizado en el subsuelo a la profundidad

z. El subsuelo está estratificado como se muestra en la figura 3. El peso volumétrico promedio de cada estrato de espesor Δz_i es γ_i . La masa está bajo condiciones hidrodinámicas desconocidas; de este modo, el único medio para determinar el estado de presiones hidráulico será con el uso de los piezómetros A, B, C y D, instalados a diferentes profundidades en la masa de suelo. La presión total en la base del i-ésimo estrato es

$$\sigma_i = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad (3)$$



Simbología:

- σ_z Esfuerzo total
- σ_{zd} Esfuerzo efectivo en condición hidrodinámica
- σ_z' Esfuerzo efectivo en condición estática
- γ_i Peso volumétrico del suelo en el i-ésimo estrato
- Δz_i Espesor del i-ésimo estrato
- u Presión de poro

Fig 3 Estado de esfuerzos en el suelo

La presión de poro se mide en el piezómetro C, y el valor encontrado $u_i = h_i \gamma_w$ es la carga piezométrica. Bajo estas condiciones, el esfuerzo efectivo puede ser calculado mediante la ecuación (2) a la profundidad z_i , donde:

$$\sigma'_i = q + \sum \gamma_i \Delta z_i - h_i \gamma_w \quad (4)$$

de este modo se observa que un cambio en los esfuerzos efectivos tiene lugar en los siguientes dos casos:

a) Cuando el esfuerzo efectivo permanece constante, un cambio de presión en el material líquido puede producir un cambio igual y opuesto de esfuerzos efectivos en el material sólido; de este modo:

$$\Delta \sigma'_i = - \Delta u_i \quad (5)$$

b) Cuando cambia el esfuerzo inmediatamente se produce un cambio en la presión en el líquido y un cambio de esfuerzos efectivos en el material sólido de modo que:

$$\Delta \sigma_i = \Delta \sigma'_i + \Delta u_i \quad (6)$$

Los excesos de presión de poro se relacionan con el flujo de agua hacia las zonas de drenaje encontradas en la masa del suelo (estratos permeables).

En la figura 3 los esfuerzos verticales han sido calculados para dos diferentes condiciones, la primera es para una condición estática, cuando todos los niveles piezométricos aumentan con la profundidad; en la segunda, si el nivel piezométrico sufre abatimientos, el agua estará dentro de las condiciones hidrodinámicas con un componente de flujo vertical descendente. Los esfuerzos efectivos en la masa del suelo podrán calcularse para la profundidad z por medio de la siguiente expresión:

$$\sigma'_z = \sigma_z - h \gamma_w \quad (7)$$

donde h es igual a la carga piezométrica en el punto considerado y γ_w es el peso volumétrico del agua. Nótese que el incremento en los esfuerzos efectivos es equivalente a la reducción de presión hidráulica.

Se puede concluir que el flujo de agua puede incrementar o disminuir los esfuerzos efectivos, dependiendo de la dirección del flujo, y se puede visualizar esta importancia en conexión con los esfuerzos intergranulares.

Elementos de un sistema de medición. La mayoría de los sistemas de medición están constituidos por los siguientes elementos:

- a) Un primer elemento que detecta las variables físicas que interesa medir, llamado elemento sensor
- b) Un elemento llamado transductor que transforma la señal detectada por el sensor a una señal de más fácil manejo

c) Un elemento que modifica la señal directa del transductor mediante un amplificador, un filtro, etc. de manera que la señal resulte medible

d) Un elemento final terminal que actúa indicando, registrando o controlando la medición

REFERENCIAS

- 1 Zeevaert, L. (1983), "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 2a edición, New York.**
- 2 Tamez, E., et al (1987), "Manual de Diseño Geotécnico", Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR, Vol 1.**
- 3 Santoyo E, et al (1989), "El Cono en la Exploración Geotécnica", TGC Geotecnia.**

III DESCRIPCION DE PIEZOMETROS

Antecedentes. El término piezómetro se utiliza para denotar un dispositivo que se encuentra sellado dentro del suelo (Fig 4), de tal forma que responde solo a la presión del agua subterránea alrededor de su elemento poroso y no a presiones del agua en otras elevaciones, según se indicó en el capítulo anterior. El término celda de presión de poro algunas veces se usa como sinónimo de piezómetro.

En general, los piezómetros se utilizan en dos situaciones. Primera, para medir los patrones de flujo del agua y segundo, como indicador de esfuerzos en el suelo o roca. Ejemplos de la primera son la medición del flujo de agua subterránea durante bombeo, además de mediciones para determinar la permeabilidad *in situ*, mediciones a largo plazo de filtraciones en terraplenes de presas y mediciones de presiones elevadas bajo cortinas de concreto. En la segunda, la medición de presión de poro permite estimar los esfuerzos efectivos actuantes dentro de la masa del suelo. Estos ejemplos comprenden además, el cálculo de esfuerzos a lo largo de un plano potencial de falla en un talud en suelo o roca y mediciones de presión de poro para control, durante la construcción, de cimentaciones en suelos arcillosos.

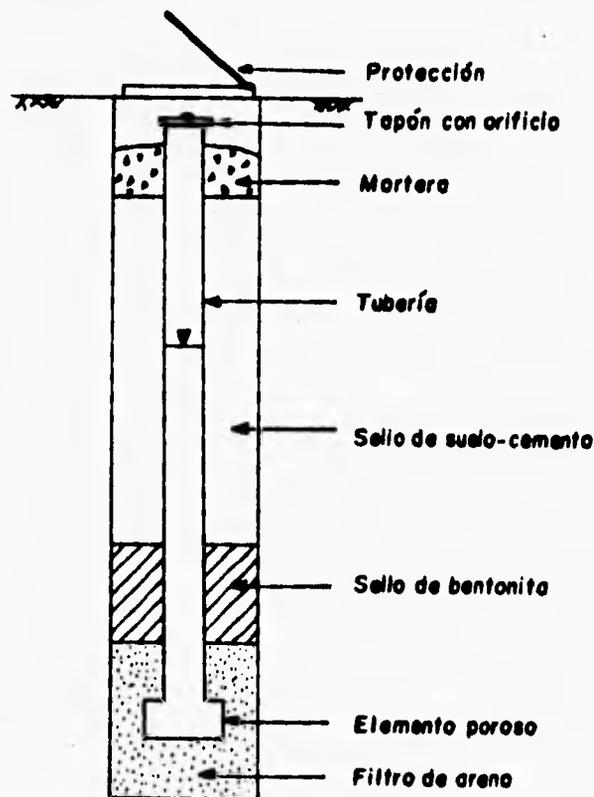


Fig 4 Arreglo general de un piezómetro abierto

Los piezómetros pueden agruparse en dos tipos, los que tienen diafragma entre el transductor y el elemento poroso, y los que no lo tienen. A continuación se muestra una tabla en donde se incluyen algunos ejemplos de piezómetros para cada tipo.

PIEZOMETROS	
Sin diafragma	Con diafragma
Piezómetro abierto	Piezómetro neumático
Piezómetro hidráulico de doble tubo	Piezómetro de cuerda vibrante
	Piezómetro de resistencia eléctrica

En ocasiones, lo que diferencia a un piezómetro de otro no es el instrumento en sí mismo, sino el arreglo para su instalación. Los piezómetros pueden ser instalados en rellenos, perforaciones, hincados a presión o en una combinación de perforación e hincado.

III.1. TIPOS CONVENCIONALES

III.1.1. Tubo de observación

Los tubos de observación se instalan frecuentemente durante la etapa de investigación en el lugar del proyecto para definir inicialmente el nivel del agua subterránea y las fluctuaciones temporales. Deberán usarse solamente en suelos de permeabilidad continua en los cuales la presión del agua subterránea se incrementa uniformemente con la profundidad, aunque esta condición no siempre puede ser asumida. Quizá la mayor razón para el frecuente y continuo uso de los tubos de observación sea que pueden ser instalados sin la participación de personal geotécnico especializado y por lo tanto a bajo costo; no siendo el mismo caso para la instalación de piezómetros.

Como se muestra en la figura 5, un tubo de observación consiste de una tubería cuya sección está ranurada, instalada en una perforación rellena con arena. La superficie es sellada con mortero u otro material semejante, necesario para prevenir derrumbes de la superficie durante la instalación; es necesario que disponga de un respiradero o agujero en la tapa para que el agua fluya libremente a través del tubo. El nivel de agua en el tubo de observación generalmente corresponde a la presión de la zona más permeable y puede resultar engañoso. La instalación de tubos de observación debe realizarse cuidadosamente para evitar la posible contaminación de acuíferos.

III.1.2. Piezómetro abierto

Un piezómetro abierto debe sellarse con un elemento poroso para que responda sólo a la presión del agua subterránea alrededor de este elemento y no a presiones del agua de otras elevaciones (Fig 4).

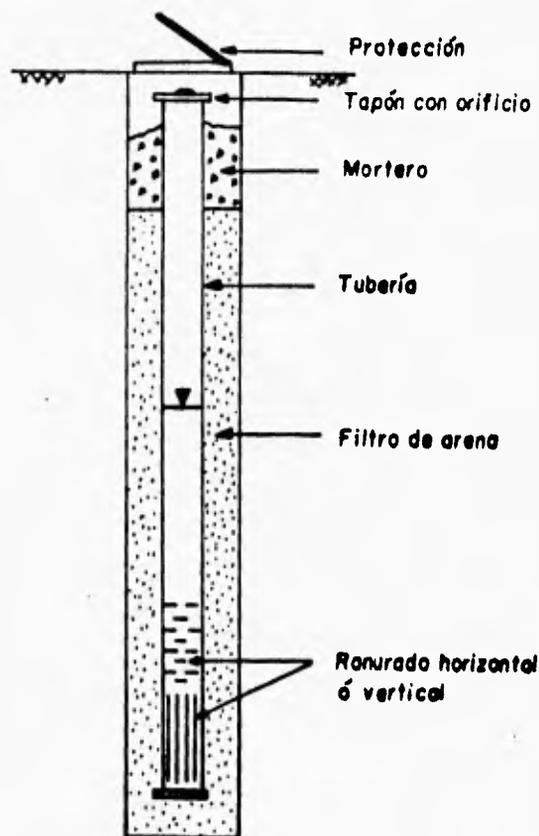


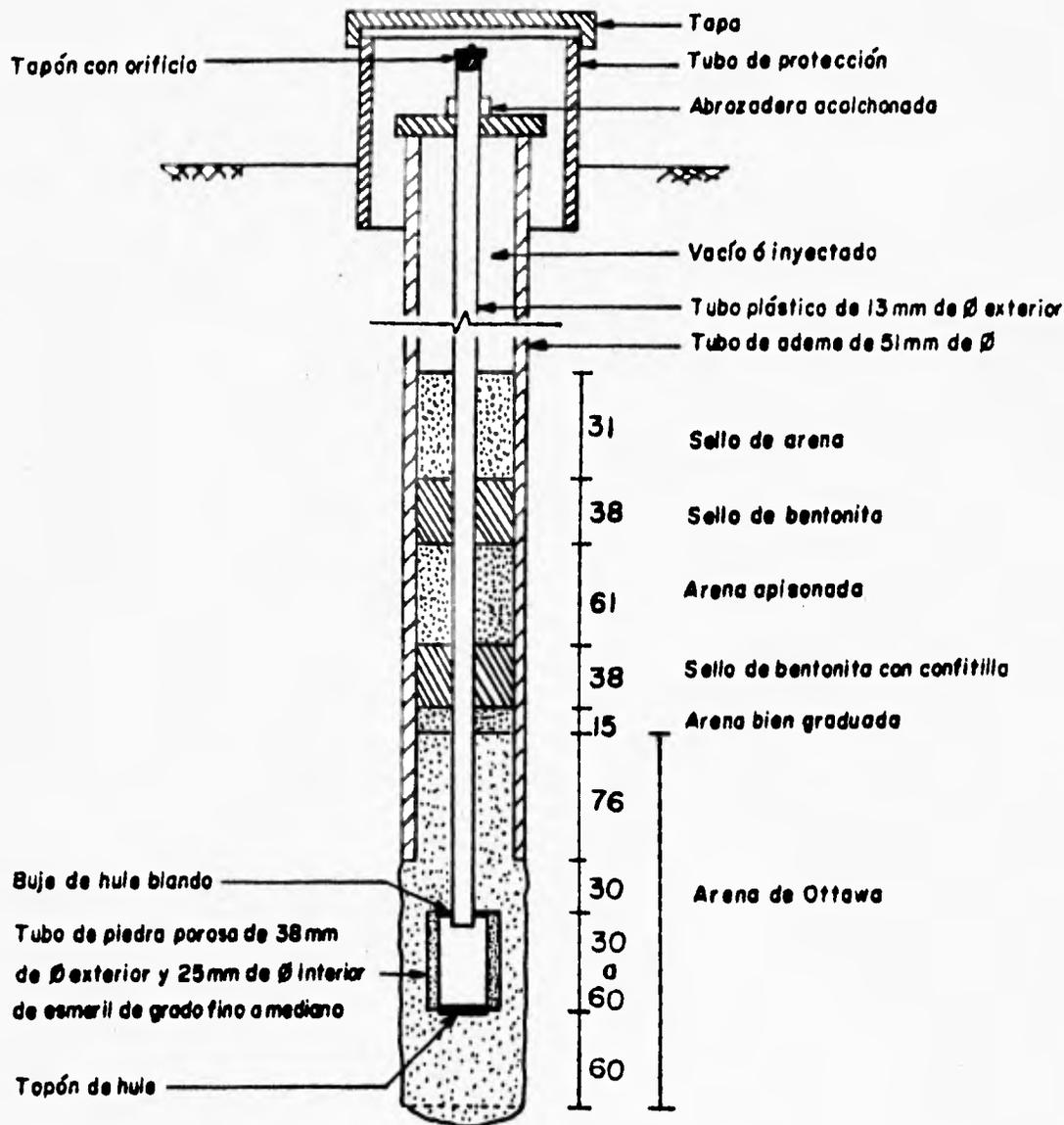
Fig 5 Arreglo general de un tubo de observación

Los componentes son semejantes en principio a los de un tubo de observación, incluyendo el material de relleno. Al estabilizarse, la columna de agua en la tubería es igual a la elevación piezométrica y se determina por medio de una sonda. Deberá preverse que una vez concluida la instalación, no entre a la tubería agua de lluvia o de otro origen, mediante una adecuada protección.

El piezómetro abierto también se conoce como piezómetro tipo Casagrande (Fig 6). Se le llamó así después que Casagrande publicara su método de medición para controlar la presión de poro durante la construcción del Logan Airport en Boston (Ref 1). Consistía de un tubo poroso de cerámica, conectado con un empaque de goma de 10 mm de espesor a una tubería termoplástica. Actualmente es común reemplazar la frágil cerámica por polietileno hidrofílico de alta densidad porosa y PVC. La tubería termoplástica que se tornaba más frágil con el tiempo y exposición a la luz solar se reemplaza con tubería de PVC o polietileno.

Una gran limitante de estos piezómetros es la lenta respuesta en su interior a cambios de presión alrededor de su elemento filtrante, debido a que un volumen significativo de agua debe fluir hacia fuera o dentro del elemento contenedor. Esta lenta respuesta se asocia a un tiempo hidrodinámico y se discute en la sección IV.1. Una segunda limitante es la tubería misma; por

ejemplo, para un piezómetro instalado en relleno durante la construcción de un dique, las operaciones de compactación pueden provocar daños en la tubería si no es lo suficientemente resistente.



Acotaciones en cm

Fig 6 Piezómetro abierto tipo Casagrande

Piezómetro abierto tipo Geonor. El piezómetro Geonor (Fig 7) fue desarrollado para usarse en arcillas blandas sensibles y se hinca en el lugar acoplándolo a barras de perforación. Pueden utilizarse filtros de bronce o epóxicos en caso de tener un medio ambiente corrosivo. Este piezómetro ha sido utilizado con éxito para obtener perfiles piezométricos de presión de poro en arcillas blandas

hincando el tubo en tramos de 0.5 m y esperando a que el nivel del agua en la tubería se estabilice después de hincar cada tramo; normalmente se requiere esperar un lapso de una noche (Ref 2). Además, este procedimiento permite controlar piezómetros permanentes ya instalados. Es preferible usar piezómetros con punta de bronce en el filtro para este propósito, ya que los que usan filtros epóxicos pueden romperse fácilmente al hincarlos o retirarlos.

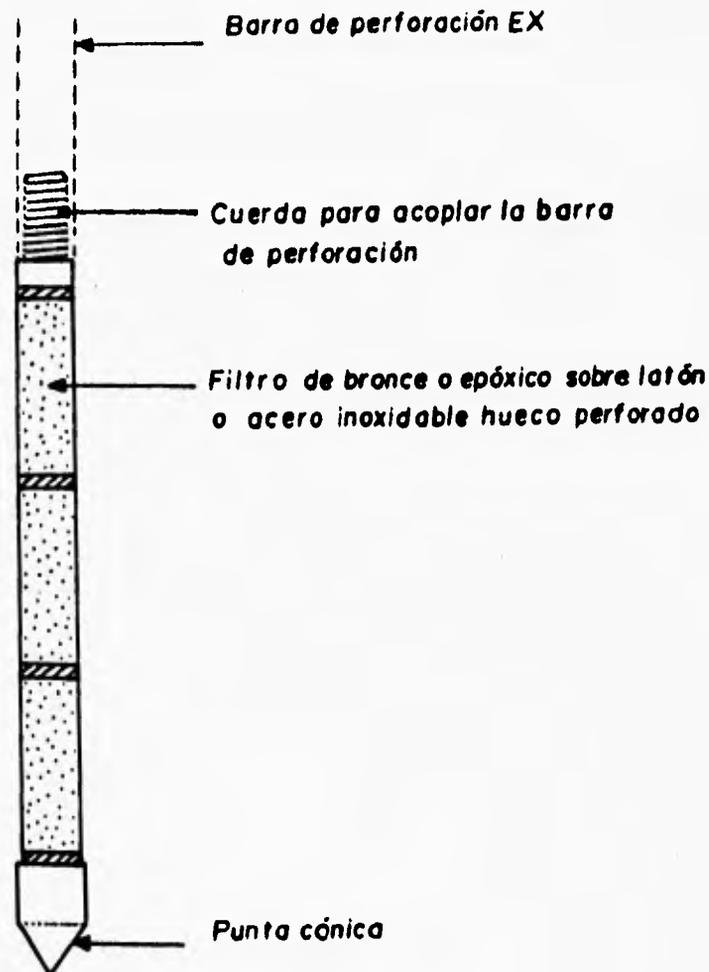


Fig 7 Piezómetro abierto tipo Geonor

Piezómetro abierto tipo Cambridge. El piezómetro Cambridge de conducción (Ref 3) mostrado en la figura 8, fue desarrollado para hincarse en suelos compuestos de rocas blandas o vetas demasiado duras, contaminadas o con elementos porosos obstruidos. Todas las partes de la punta excepto la gasa o malla porosa son de acero templado. El piezómetro se sujeta con una junta al ras de un tramo de tubería de acero que se hincan en el suelo con el conducto deslizante de la zapata cubriendo la sección porosa como se muestra en la parte derecha de la figura. Una vez hincado, se inserta una barra dentro de la tubería y la zapata se golpea ligeramente quedando expuesto el elemento poroso al suelo.

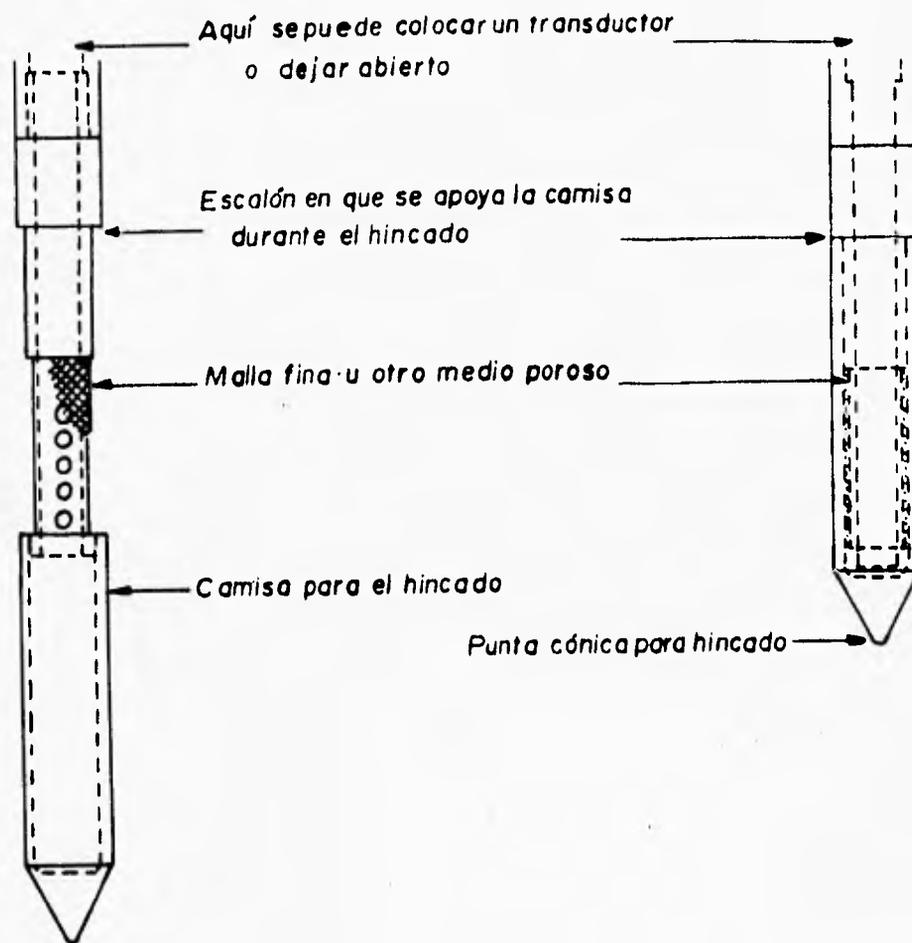


Fig 8 Piezómetro abierto tipo Cambridge

Piezómetros abiertos en suelos no saturados. Cuando un piezómetro abierto se instala en un suelo no saturado, el aire puede penetrar a la tubería. Si el diámetro interior de la tubería es menor que aproximadamente 8 mm, las fuerzas de tensión capilar impiden que las burbujas suban por la tubería y el nivel de agua dentro de esta será mayor, dando una lectura falsa. En estos suelos es recomendable que el diámetro interior de la tubería sea mayor a 8 mm.

Piezómetros abiertos en suelos no consolidados. Cuando un piezómetro abierto es instalado en un suelo en proceso de consolidación, la tubería puede flexionarse creando fugas u obstruir el paso de la sonda. Para evitar esto, es recomendable instalar tubería telescópica o ademe alrededor de la tubería fija o como alternativa utilizar algún otro tipo de piezómetro. Cuando se requiera prevenir fugas o filtraciones a lo largo de la tubería, la parte anular entre las tuberías deberá rellenarse con material cementante.

Agua congelada en piezómetros abiertos. Si el nivel piezométrico asciende hasta sobrepasar la línea de congelación, el agua terminará por congelarse y el piezómetro pasará a ser inoperable. En

este caso, la parte superior del agua en la tubería puede mezclarse previamente con un anticongelante. Un ejemplo de un fluido anticongelante es una mezcla que contiene cuatro partes de metanol, dos de glicerina y tres de agua para el volumen que se vaya a utilizar (Ref 4). La mezcla tiene un peso específico de aproximadamente 0.99 Ton/m^3 a 26°C y un punto de congelamiento de -51°C . El metanol puede dañar plásticos aunque esto puede prevenirse aplicando a la tubería una delgada capa de aceite semejante al aceite hidráulico, sin olvidar corregir el nivel piezométrico debido al cambio de peso específico.

III.1.3. Piezómetro hidráulico de doble tubo

El piezómetro hidráulico de doble tubo (Fig 9), algunas veces referido como piezómetro hidráulico cerrado o de Bishop, fue desarrollado para instalarse bajo cimentaciones y durante el llenado y construcción de presas de almacenamiento. Consiste de un elemento poroso conectado a dos tubos de plástico, con un manómetro de Bourdon en el extremo; también pueden emplearse manómetros de tubo U o transductores de presión eléctricos. La elevación piezométrica se determina promediando las lecturas en el manómetro. Si ambos tubos de plástico se llenan completamente con líquido, ambos manómetros terminarán indicando la misma presión. De esta forma, si entra aire al sistema a través del filtro, tubería o instalación, este podrá removerse por convección; de ahí que se requieran dos tubos.

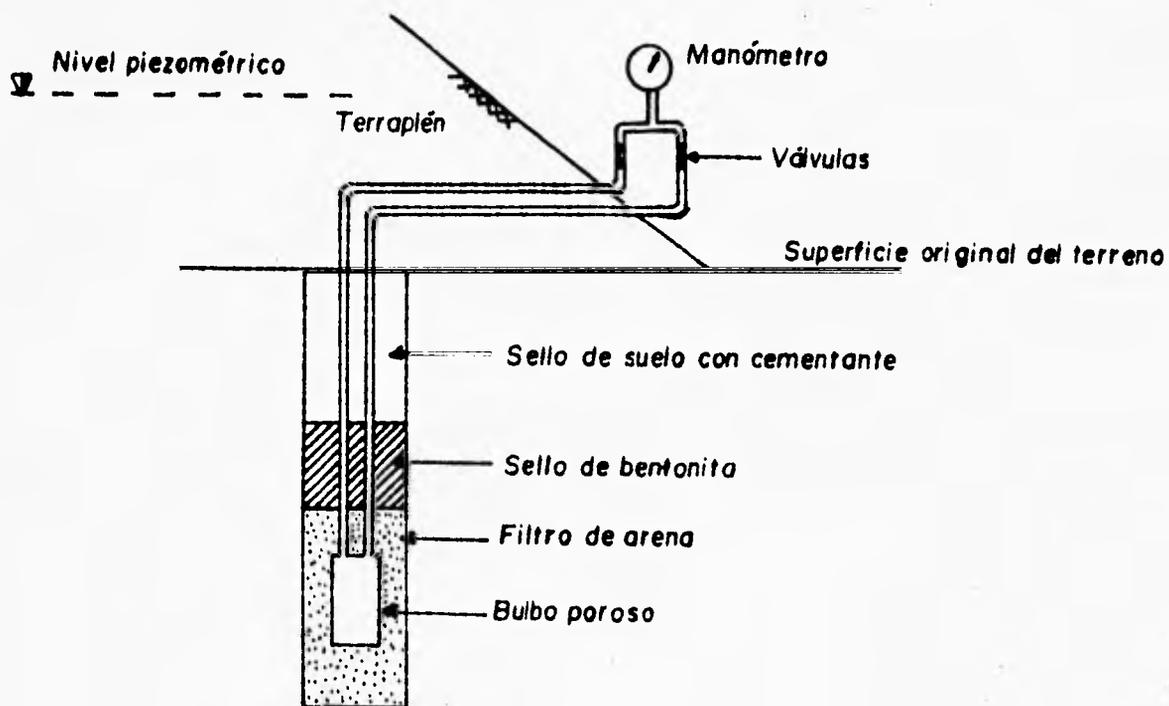


Fig 9 Corte esquemático de un piezómetro hidráulico de doble tubería

La figura 10 ilustra un método para convertir un piezómetro abierto en uno hidráulico de doble tubo. La tubería se corta a cierto nivel tal que la parte superior quede protegida para instalarse

ligeramente abajo de la superficie del suelo. Cuando el nivel piezométrico asciende por encima de la boquilla de la tubería, una válvula en la punta superior del tubo central se cierra permanentemente y el instrumento se lee como un piezómetro hidráulico de doble tubería. La aplicación de este piezómetro se limita casi exclusivamente al monitoreo a largo plazo de la presión de poro.

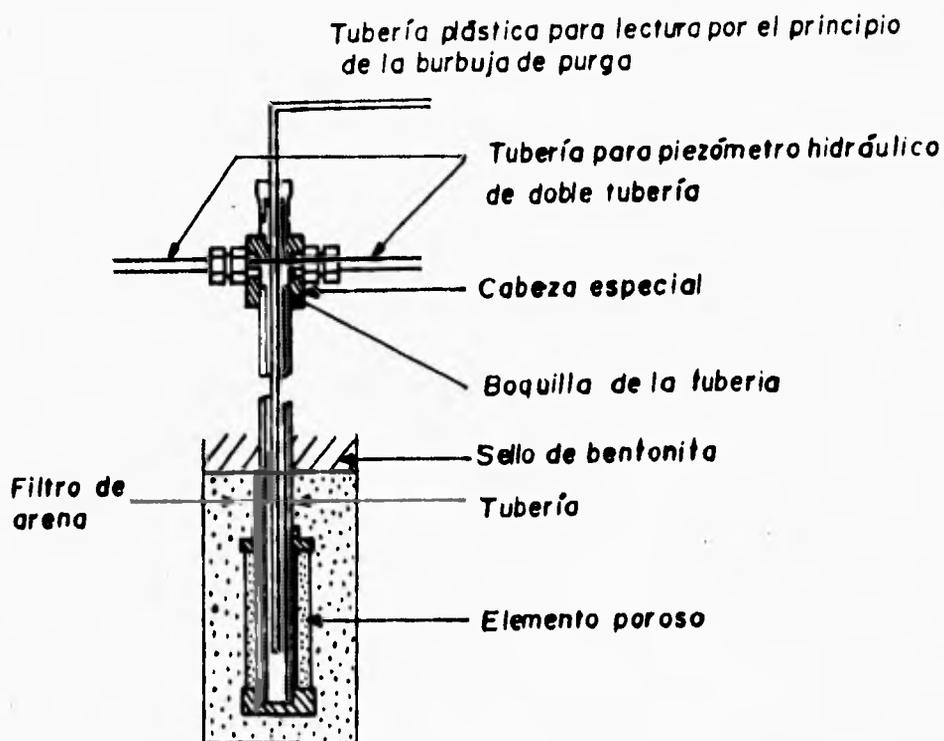


Fig 10 Conversión de un piezómetro abierto a piezómetro hidráulico de doble tubería

El U S Bureau of Reclamation (Ref 5) y el Imperial College, de Londres (Ref 6 y 7) han desarrollado sistemas de piezómetros de doble tubería. El piezómetro tipo USBR se muestra en la figura 11 y el tipo Imperial College en la figura 12. Estos sistemas se han empleado extensamente en diques de presas en varias partes del mundo, aunque el sistema desarrollado en Inglaterra parece haber tenido mejores resultados.

Cuando se comparan con piezómetros de diafragma, las mayores ventajas de los piezómetros hidráulicos de doble tubo son la ausencia de partes móviles o componentes eléctricos no accesibles y la posibilidad de limpiar con agua su unidad contenedora. Resultan entonces, muy atractivos para mediciones a largo plazo. Cuando se instalan en rellenos, el buen funcionamiento de los piezómetros de doble tubo puede verificarse después de su instalación haciendo pruebas de permeabilidad de carga variable o constante.

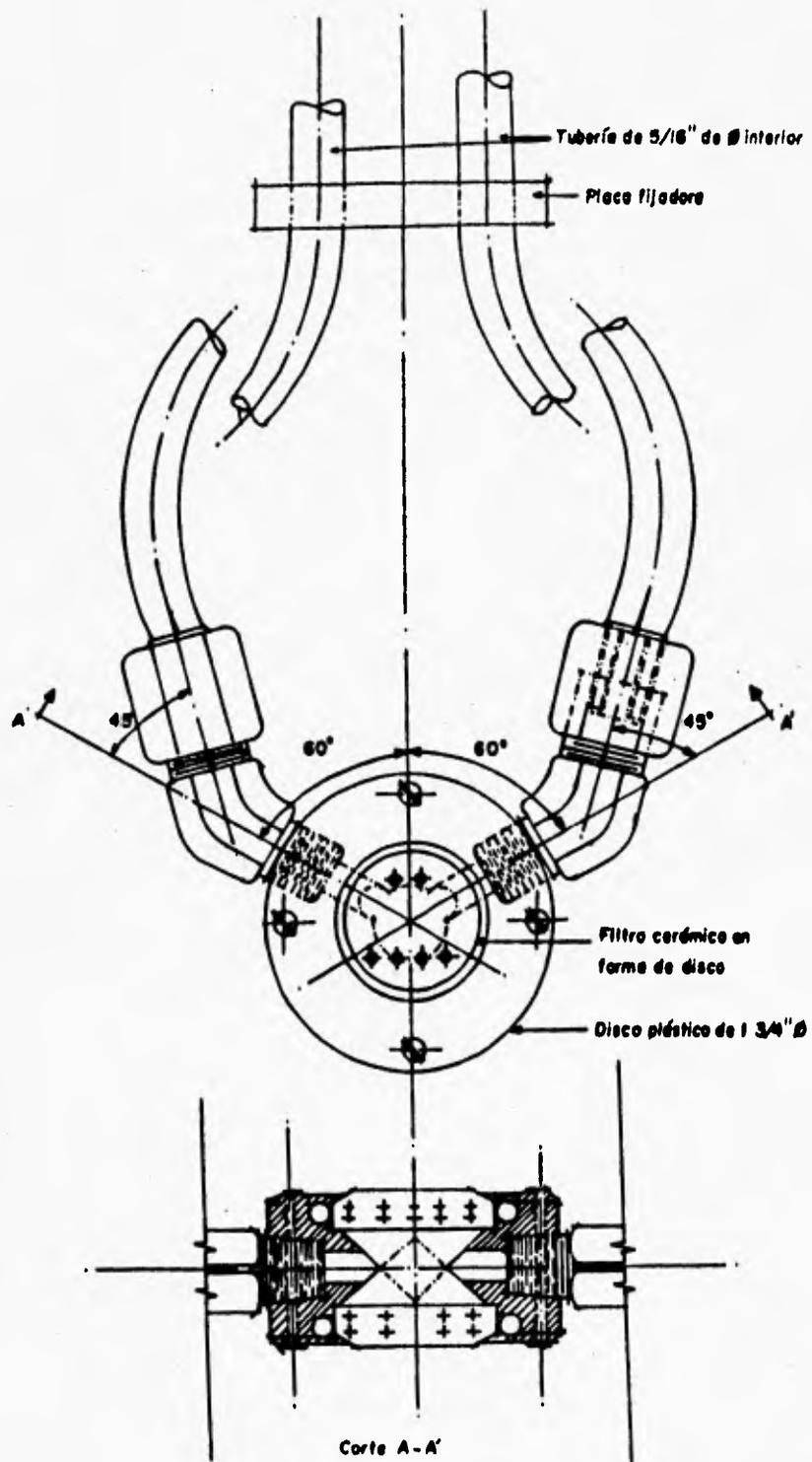


Fig 11 Esquema de un piezómetro hidráulico de doble tubo tipo USBR

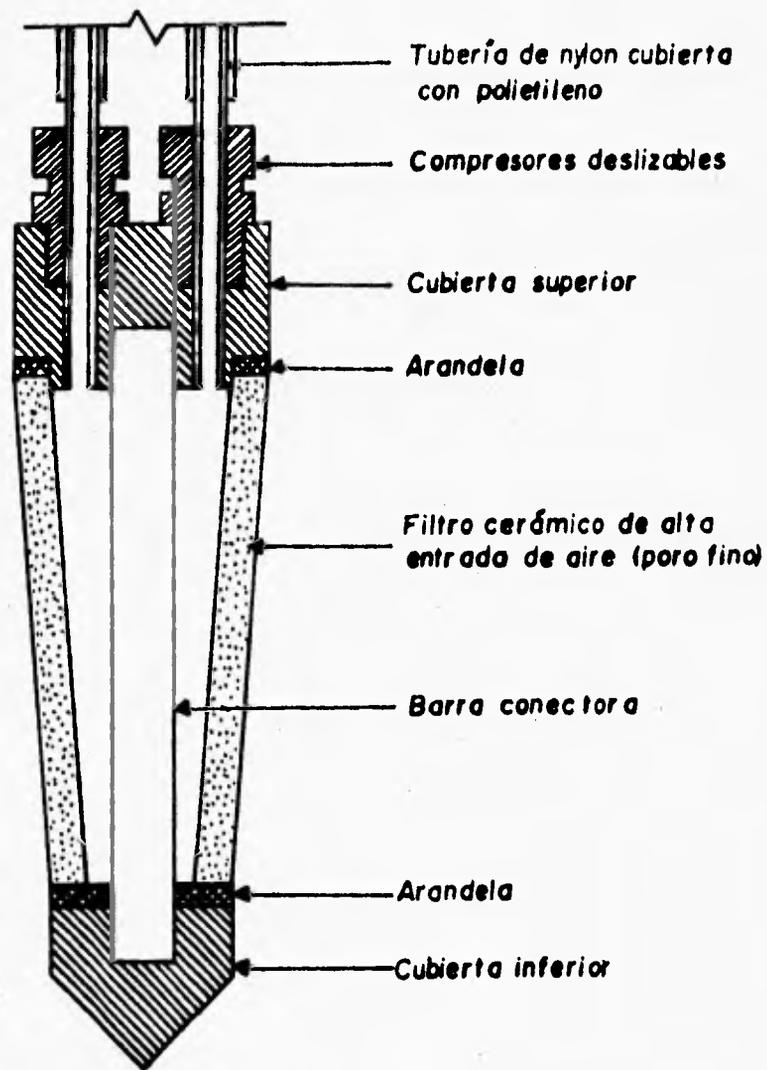


Fig 12 Piezómetro de doble tubo tipo Imperial College

III.1.4. Piezómetro neumático

Un piezómetro neumático típico se muestra en la figura 13. El principio de funcionamiento se ilustra en la figura 14. Los piezómetros neumáticos más usados en México se muestran en las figuras 15 y 16. Este tipo de piezómetro puede usarse para mediciones negativas (subatmosféricas) de la presión de poro, adaptando un vacuómetro al tubo de salida, en lugar del manómetro.

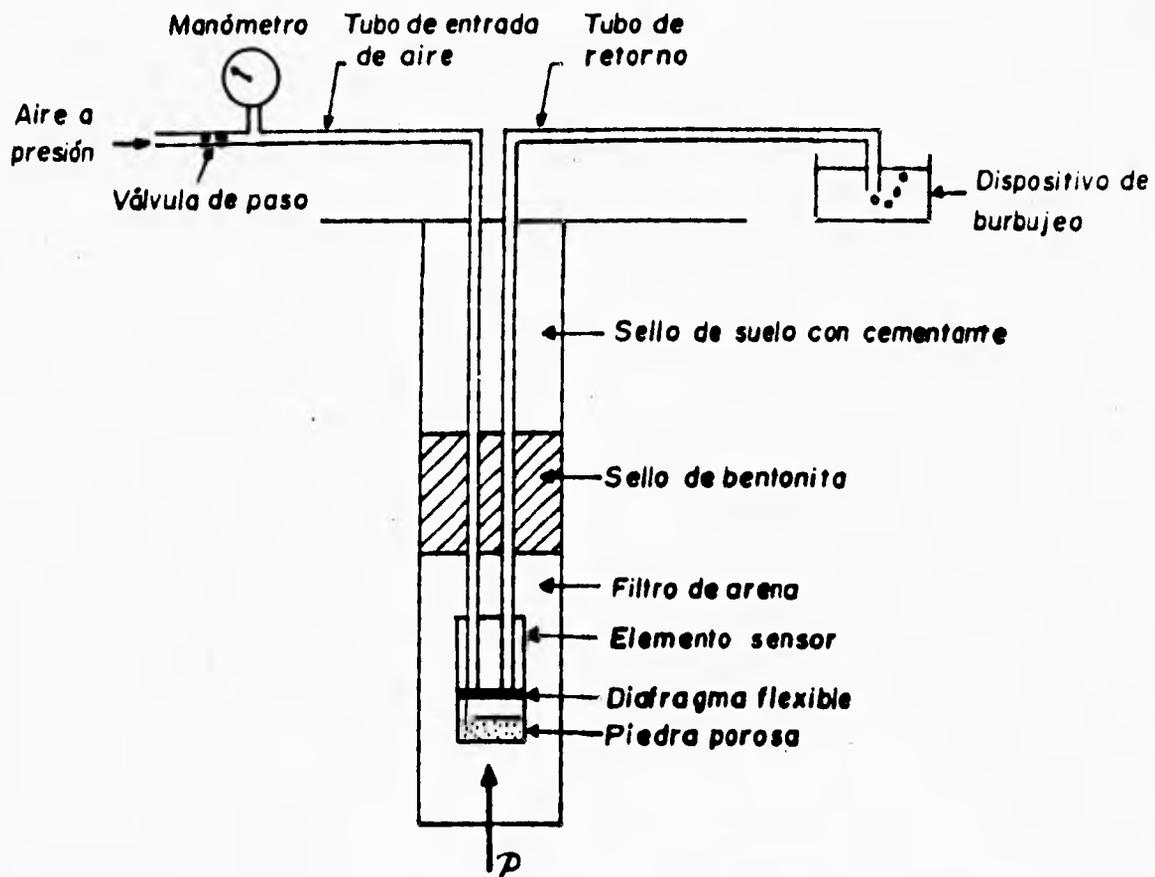
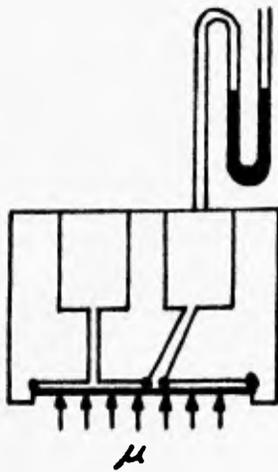


Fig 13 Piezómetro neumático instalado

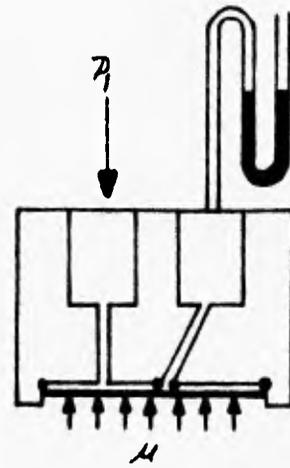
III.2. TIPOS ELECTRONICOS

III.2.1. Piezómetro de cuerda vibrante

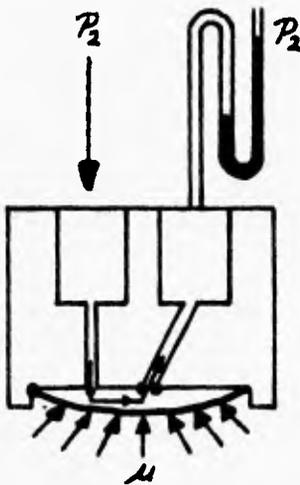
Su elemento sensible es un diafragma que se flexiona bajo la acción de la presión de poro actuando en uno de sus lados después de pasar por el elemento poroso. Dicha flexión es proporcional a la presión aplicada y se mide por medio de diversos transductores eléctricos, siendo el más común el de cuerda vibrante (Fig 17). Un cambio en la presión de poro induce una deflexión del diafragma y en consecuencia un cambio en la tensión de la cuerda. La tensión se mide haciendo vibrar el alambre y midiendo su frecuencia de resonancia. La vibración se induce con un embobinado eléctrico colocado junto al alambre, que actúa como imán permanente. Un pulso transitorio de voltaje a través de la bobina atrae el alambre hacia ella y luego lo suelta. Las vibraciones subsecuentes del alambre tienen lugar dentro del campo magnético del imán permanente y originan un voltaje alterno que se induce dentro del embobinado. La frecuencia del voltaje de salida es idéntico a la frecuencia resonante de la cuerda vibrante y se transmite a lo largo del cable conductor hasta llegar a un dispositivo adecuado para la medición de la frecuencia. Las frecuencias de resonancia del alambre se calibran para calcular la presión de poro a partir del cambio de frecuencia medido.



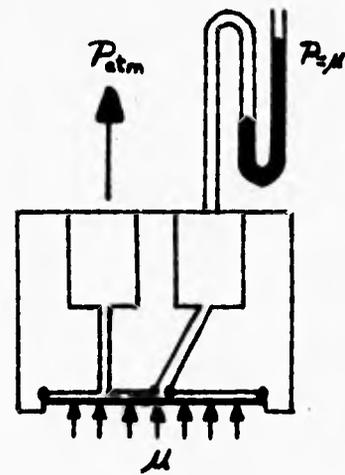
a) La presión de poro actúa en la cara inferior del diafragma, no se registra presión en el manómetro.



b) Se aplica una presión P_1 por el conducto de entrada, $P_1 < u$, no se deforma el diafragma, la comunicación entre conductos no se establece, no se registra presión en el manómetro.



c) Se aplica una presión P_2 por el conducto de entrada, $P_2 > u$, el diafragma se deforma, se establece la comunicación entre los conductos, el manómetro registra la presión P_2 .



d) Se abate la presión P_2 hasta la atmosférica por el conducto de entrada, el diafragma regresa a su posición original cuando $P = u$, en ese momento se interrumpe la comunicación y la presión P queda atrapada en el conducto de la derecha.

Fig 14 Principio de funcionamiento del piezómetro neumático

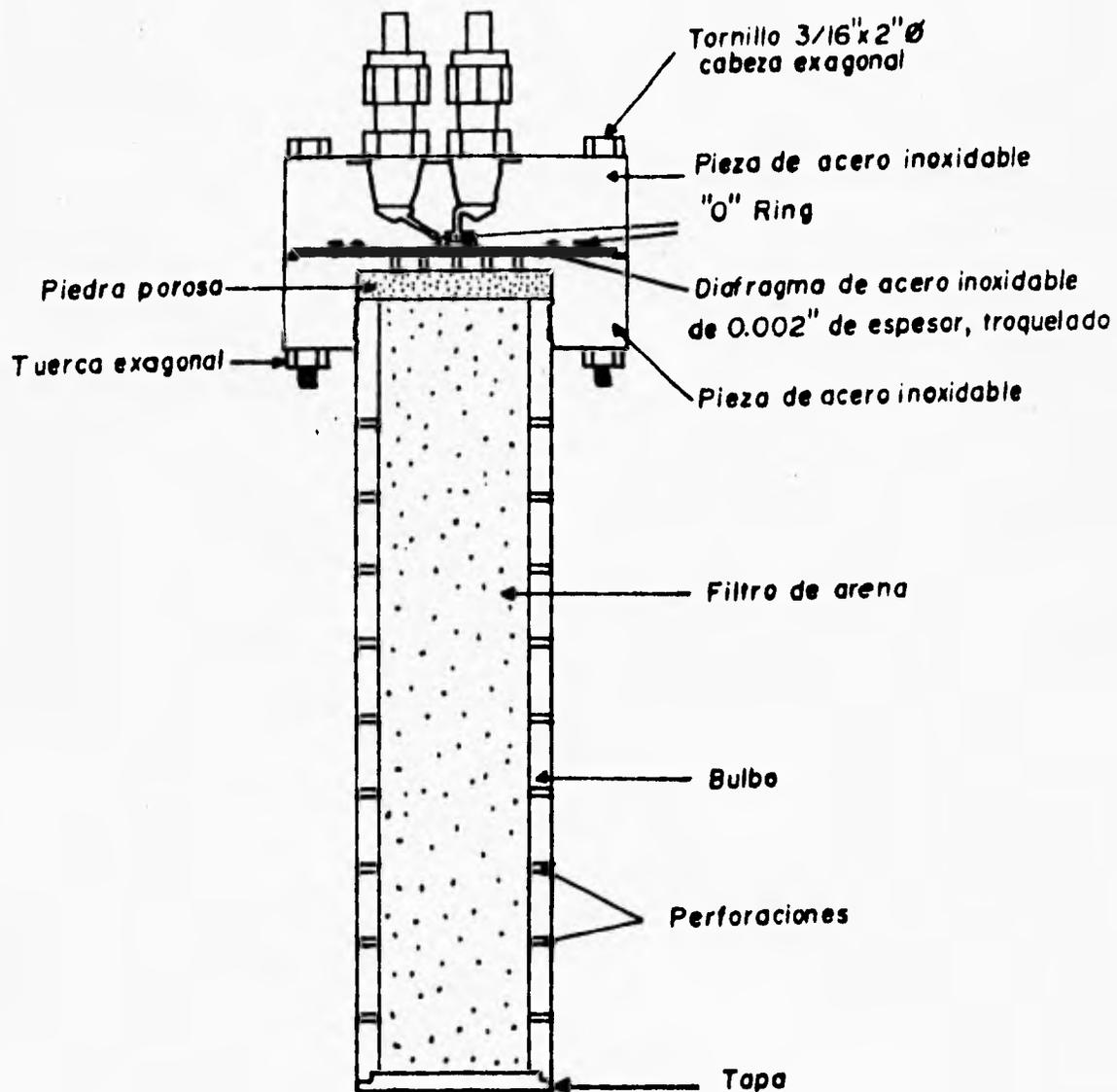


Fig 15 Piezómetro neumático tipo Instituto de Ingeniería

Estos dispositivos tienen un tiempo de respuesta muy rápido si no hay gases presentes, y son extremadamente sensibles. Por ello son adecuados para instalarse en materiales arcillosos bastante impermeables y de alta plasticidad. En vista de que son afectados por el medio ambiente y tienen una estabilidad baja a largo plazo, estos piezómetros no se recomiendan generalmente para instalaciones en las que se requieran mediciones confiables durante un tiempo largo, por ejemplo en presas de tierra.

Los transductores de cuerda vibrante son muy estables y la señal se puede transmitir a grandes distancias ya que no la afecta la resistencia de los cables. Una de sus ventajas es la facilidad de instalación ya que sólo se necesita un cable conductor y el empleo de medidores portátiles. Algunas

de sus limitaciones se refieren al alto costo de los piezómetros, cables de conexión y dispositivos de medición ya que el piezómetro necesita una calibración que, en general, no puede revisarse después de su instalación. Su mayor limitante es el error por acumulación de deformación y corrosión de la cuerda vibrante; por ello la mayoría de estos piezómetros tiene una carcasa cerrada herméticamente alrededor de la cuerda vibrante para mantenerla seca y minimizar el problema de corrosión.

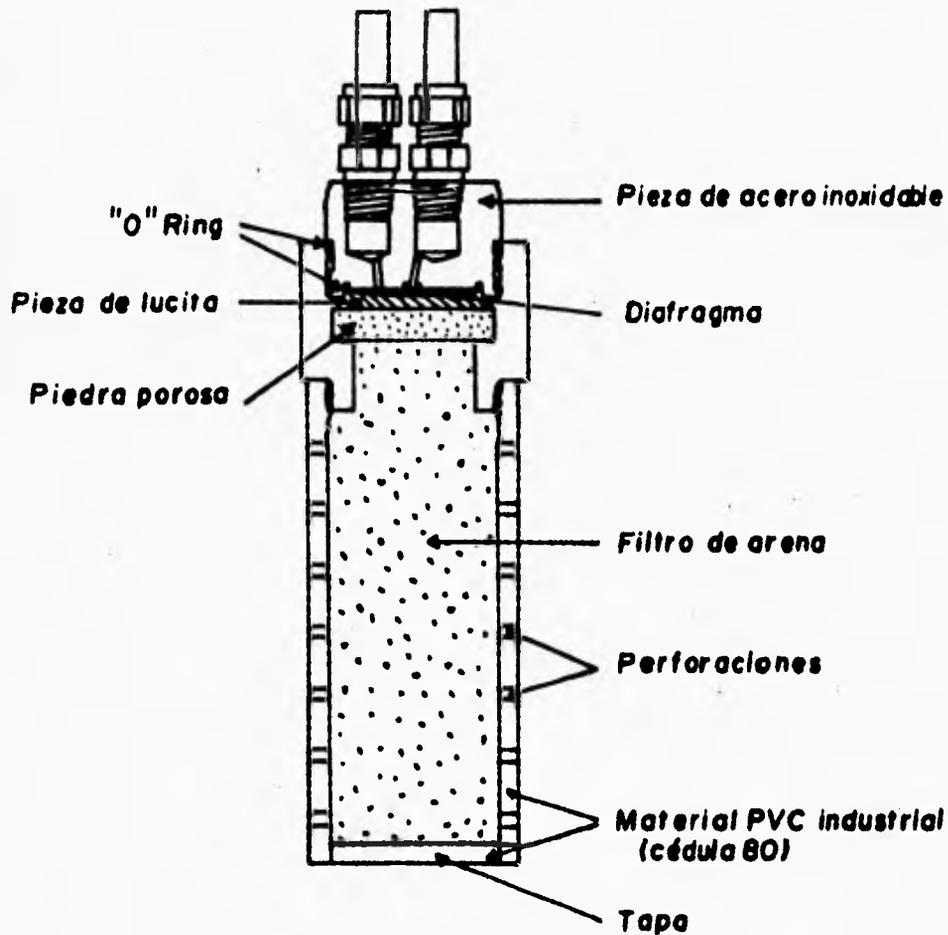


Fig 16 Piezómetro neumático tipo CFE

Recientemente se ha demostrado que los piezómetros de cuerda vibrante, instalados en rellenos compactados, llegan a registrar cambios de lectura debido a la acción de esfuerzos totales en el cuerpo del piezómetro. Este problema puede superarse desde la etapa de fabricación, ensamblando el piezómetro dentro de un cilindro o cubierta de protección con pared gruesa (Ref 8).

Piezómetro de diafragma con medición de características in-situ. Algunas versiones de piezómetros de cuerda vibrante cuentan con elementos que permiten determinar características del suelo además de la presión de poro, por lo cual la lectura cero debe ser recalibrada durante la vida del piezómetro.

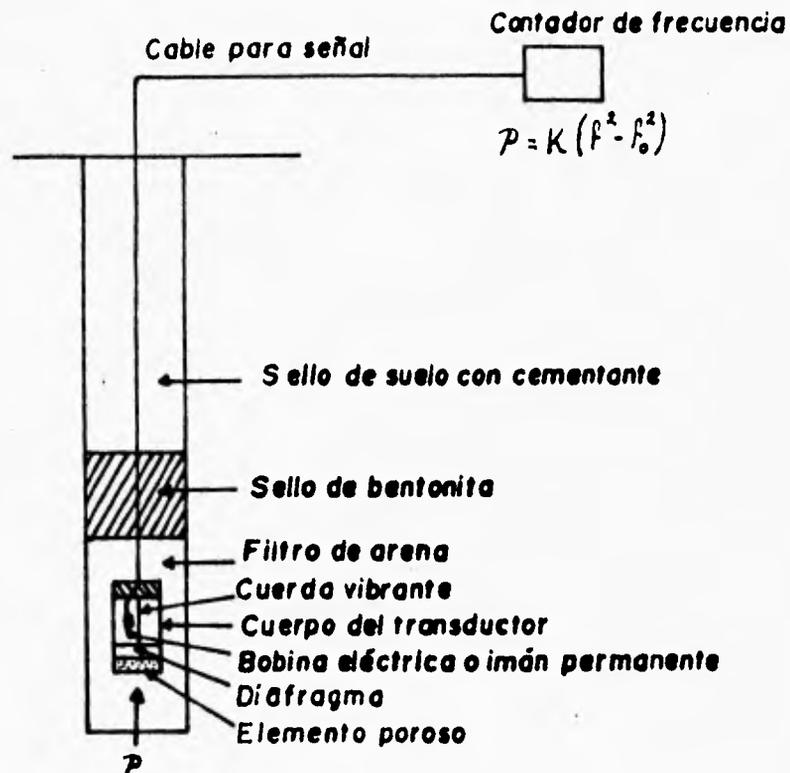


Fig 17 Piezómetro de cuerda vibrante

DiBiagio describe un procedimiento (Fig 18) para comprobar la lectura cero y recalibrar en el lugar. En condiciones normales el cuerpo del transductor se ventila a través de un tubo exponiendo la parte superior del diafragma de neopreno a la presión atmosférica; bajo estas condiciones de trabajo, los diafragmas están en contacto. Para controlar la lectura cero y calibrar, se aplica aire a presión al diafragma a través del tubo de ventilación y al mismo tiempo se toman las lecturas para cada incremento de presión conforme se deforma la cuerda del transductor hasta finalizar. Cuando la presión del gas es ligeramente mayor a la presión de poro, el diafragma de neopreno se mueve separándose del diafragma metálico y dejándolo con igual presión de gas en ambas caras; asimismo, la frecuencia de vibración de la cuerda vibrante alcanza un valor asintótico como se observa en la gráfica de la misma figura. Si se aplican incrementos adicionales en la presión del gas, no habrá nuevos cambios en la frecuencia de vibración de la cuerda. Este límite en el valor de la frecuencia es la llamada frecuencia cero del instrumento. La calibración del instrumento se indica por la diferencia de presión contra la frecuencia presentada.

Varios fabricantes de piezómetros de cuerda vibrante ofrecen esta característica que solo puede ser usada para controlar la resistencia del piezómetro eléctrico, aunque esto no conviene si la cavidad de la punta del piezómetro está sellada herméticamente ya que se aumenta la posibilidad de corrosión en el tubo de ventilación, convirtiéndose directamente en una trayectoria por donde la humedad entra

a la cavidad. El deterioro del diafragma de neopreno puede terminar por dañar al instrumento y por ello es mejor emplearlo para verificar datos de otros instrumentos con alta precisión en el corto plazo.

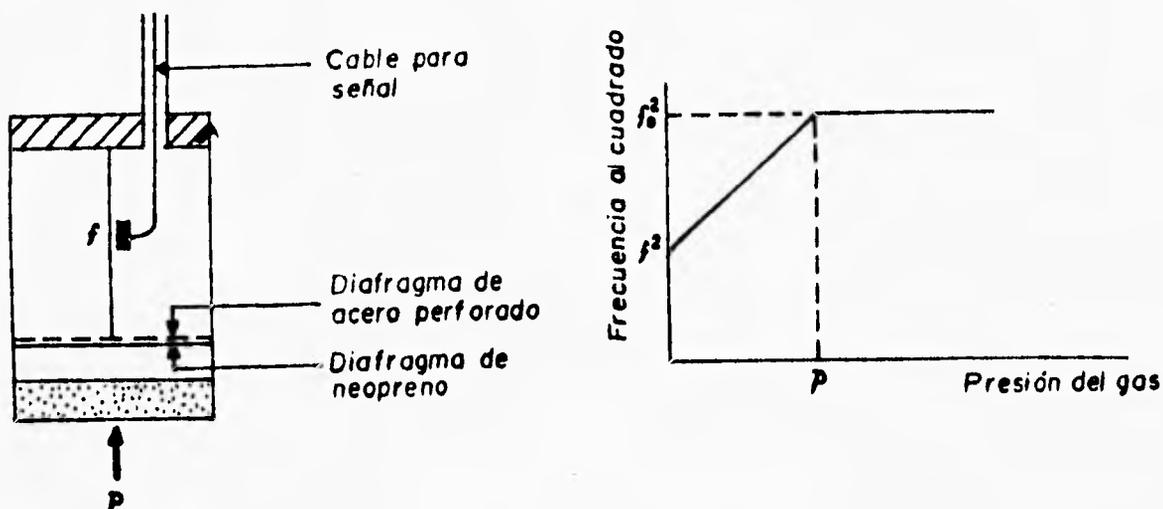


Fig 18 Piezómetro de diafragma con medición de características *in-situ*

La fabrica sueca Geotech A B ha desarrollado un método para calibrar la lectura cero en el lugar de instalación. Como se muestra en la figura 19, un fuelle y un vástago se agregan entre el diafragma y el filtro. La lectura cero puede controlarse (pero no la diferencia de la calibración) aplicando un cierto voltaje al electromagneto para provocar un movimiento hacia abajo en el vástago. De este modo se separa el vástago del diafragma y la cuerda vibrante retorna a su condición inicial (o cero). El movimiento hacia abajo es de aproximadamente 0.05 mm.

III.2.2. Piezómetro de resistencia eléctrica

El principio de operación para versiones comerciales de piezómetros de resistencia eléctrica con aislante y sin aislante se muestran en las figuras 20 y 21 respectivamente. La versión con aislante generalmente incluye semiconductores de resistencia tipo *strain-gage*, cuyo costo es alto y actualmente no son muy usados en piezómetros de precios competitivos; además, para los piezómetros actualmente disponibles en el mercado, la estabilidad a largo plazo resulta incierta. Bozozuk (Ref 9) reporta numerosos casos de acumulación de deformación a largo plazo; debido a esto, constantemente se están haciendo mejoras en la tecnología del semiconductor *strain-gage*, para lograr piezómetros más confiables y de menor costo.

Los piezómetros de resistencia eléctrica con aislante pueden instarse mediante hincado a presión y se utilizan principalmente para determinación *in-situ* de propiedades del suelo, donde su pequeño tamaño es conveniente aunque sea necesario recalibrarlos. Pueden usarse como medidores de presión de poro en varias profundidades y se hincan a presión en el suelo mediante gatos hidráulicos, esperando a que se establezca su lectura.

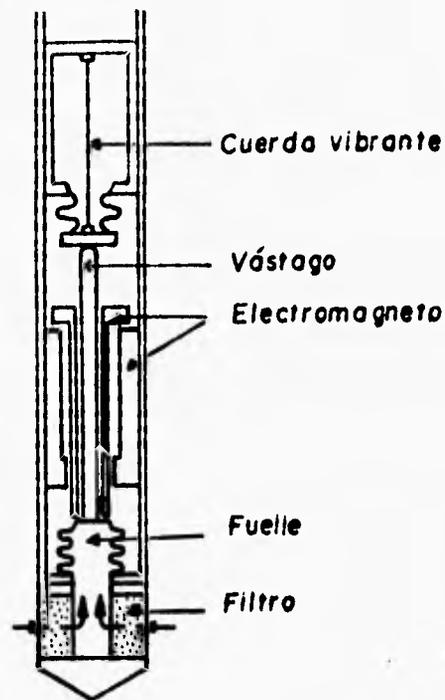


Fig 19 Piezómetro de cuerda vibrante

Cuando se instalan piezómetros de resistencia eléctrica en rellenos compactados deben, como se mencionó para los piezómetros de cuerda vibrante, contar con una adecuada cubierta protectora para no registrar los cambios causados por la acción de esfuerzos totales en su cara exterior.

Piezómetro BAT. El piezómetro BAT (Ref 10) permite establecer una relación de resistencia con el transductor *strain-gage* instalado en su interior, pudiendo ser utilizada para muchas lecturas. La punta porosa tiene una boquilla corta en su punta (Fig 22), sellada con una rondana de goma (elástica); la punta debe saturarse estando sujeta al tubo galvanizado de 25 mm de diámetro, se instala por el método de hincado a presión. Cuando se requiere medir la presión de poro se baja una unidad transductora por la tubería para acoplarse con la punta porosa en donde una aguja hipodérmica en la base de la unidad transductora penetra en la rondana de goma para crear una conexión hidráulica. La rondana se sella automáticamente cuando la unidad transductora y la aguja se retiran. Torstensson (Ref 10) reporta que la rondana de goma puede ser penetrada por la aguja hipodérmica varios cientos de veces sin que pierda su función de autosello. Algunos tipos de piezómetros cuentan con dispositivos que se bajan por la tubería para muestrear el agua subterránea.

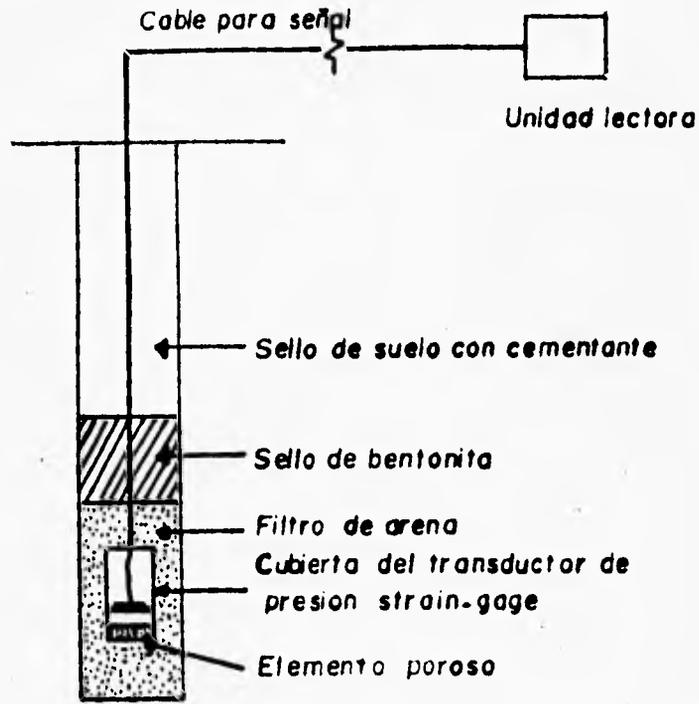


Fig 20 Piezómetro de resistencia eléctrica con aislante

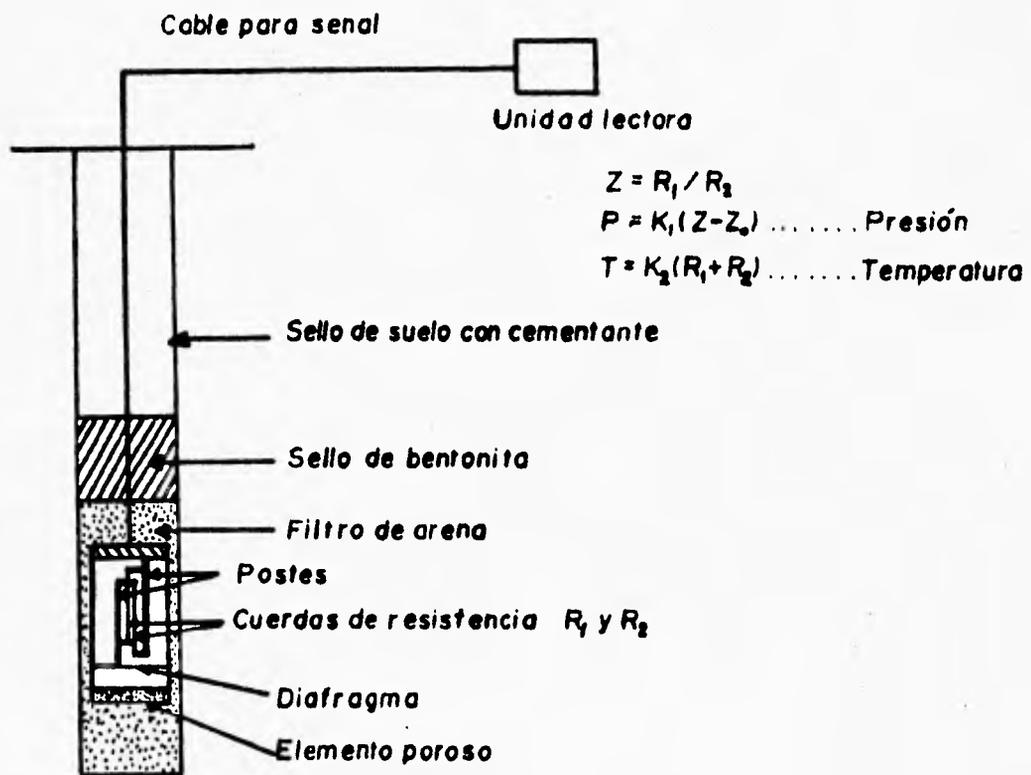


Fig 21 Piezómetro de resistencia eléctrica sin aislante

Piezómetros con transductores dobles. Cuentan con un transductor neumático y uno de cuerda vibrante, alojados ambos en el mismo cuerpo; la finalidad de tener dos transductores es para que uno de ellos sea el apoyo o reserva del otro (Fig 23). Por otra parte, pueden instalarse dos piezómetros separados pero la combinación del arreglo se simplifica en la instalación de la tubería que conduce el cable; por ejemplo, si se instalan piezómetros de cuerda vibrante junto con piezómetros neumáticos, se utilizan dos tubos hidráulicos conectados a la cavidad entre el filtro y el diafragma. Si se agrega un piezómetro hidráulico de doble tubo como complemento, este arreglo permitirá purgar el aire de la cavidad por la vía de los tubos hidráulicos. Al instalar un piezómetro con transductores dobles, debe tenerse presente que la combinación estará generalmente sujeta a las limitaciones de la combinación de ambas, pero no necesariamente a las ventajas de la combinación de ambas.

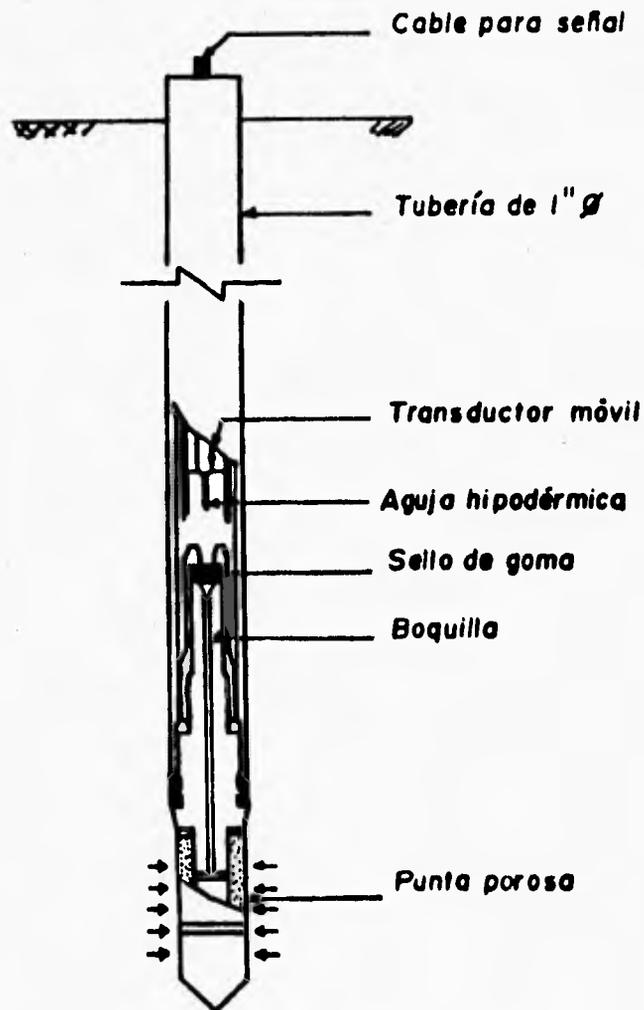


Fig 22 Piezómetro BAT

Resumen. Las ventajas y limitaciones de los instrumentos para medir las condiciones hidráulicas en el subsuelo, se presentan en la Tabla III.1.

TABLA III.1 INSTRUMENTOS PARA MEDICION DE PRESION DE PORO

TIPO DE INSTRUMENTO	VENTAJAS	LIMITACIONES
<p>Pozo de observación (Fig 5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Pueden ser instalados con perforadoras sin participación de personal geotécnico especializado. 	<ul style="list-style-type: none"> - Crea indeseables conexiones verticales entre estratos
<p>Piezómetro de tubería abierta (Fig 4)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Confiable - Autodeaerizable si el diámetro interior de la tubería es adecuado - El sellado puede ser revisado después de su instalación - Puede ser convertido a piezómetro de diafragma - Puede ser utilizado para muestrear agua subterránea - Puede ser usado para medir permeabilidad 	<ul style="list-style-type: none"> - Tiempo de respuesta largo - Sujeto a daños por equipo de construcción y por compresión vertical del suelo alrededor de la tubería - Los poros del filtro pueden taparse debiendo lavar con agua que circule a través de él - Las versiones de hincado a presión están sujetas a posibles errores de instalación
<p>Piezómetro hidráulico de doble tubo (Fig 9)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Tienen componentes inaccesibles en partes no móviles - Confiable - Realiza mediciones confiables durante mucho tiempo - Cuando se instala en rellenos su confiabilidad puede ser revisada después de instalarse - La cavidad del piezómetro puede limpiarse con agua - Puede ser usado para medir permeabilidad 	<ul style="list-style-type: none"> - Generalmente limitado a mediciones de largo plazo en terraplenes de presas - Necesidad de arreglos laboriosos en su punta - Se requiere limpiar con agua periódicamente
<p>Piezómetro neumático (Fig 13)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Corto tiempo de respuesta - Facilidad en la calibración de partes del sistema - Mínima interferencia en construcciones: el nivel de tubos y el de lectura son independientes del nivel de punta - No tiene problemas de congelamiento 	<ul style="list-style-type: none"> - Se debe poner atención a muchos detalles cuando se haga la selección - La opción de hincado a presión está sujeta a posibles errores
<p>Piezómetro de cuerda vibrante (Fig 17)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil de leer - Corto tiempo de respuesta - Mínima interferencia en construcciones: el nivel de la cuerda principal y el de la lectora son independientes del nivel de la punta - La cuerda principal tiene efectos mínimos - Puede ser usado para leer presión de poro negativa - No tiene problemas de congelamiento 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere técnicas especiales de fabricación para minimizar el corrimiento de cero - Requiere protección contra descargas eléctricas - La opción de hincado a presión está sujeta a posibles errores
<p>Piezómetro de resistencia eléctrica con aislante (Fig 20)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil de leer - Corto tiempo de respuesta - Mínima interferencia en construcciones: el nivel de cuerda principal y la lectora son independientes del nivel de la punta - Adecuado para mediciones dinámicas - Puede ser usado para lecturas negativas de la presión de poro - No tiene problemas de congelamiento 	<ul style="list-style-type: none"> - Baja potencia eléctrica - Efectos en la cuerda principal - La humedad, los cambios de temperatura y las conexiones eléctricas pueden introducir errores - Estabilidad incierta a largo plazo - Requiere protección contra descargas eléctricas - La opción de hincado a presión está sujeta a posibles errores
<p>Piezómetro de resistencia eléctrica sin aislante (Fig 21)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil de leer - Corto tiempo de respuesta - Mínima interferencia en construcción: el nivel de cuerda principal y la lectora son independientes del nivel de la punta - Algunos tipos son adecuados para mediciones dinámicas - Puede ser usado para lecturas negativas de la presión de poro - No tiene problemas de congelamiento - Puede proporcionar medidas de temperatura 	<ul style="list-style-type: none"> - Baja potencia eléctrica - Efectos en la cuerda principal - Errores causados por humedad y conexiones eléctricas son posibles - La necesidad de protección contra descargas eléctricas debe ser considerada

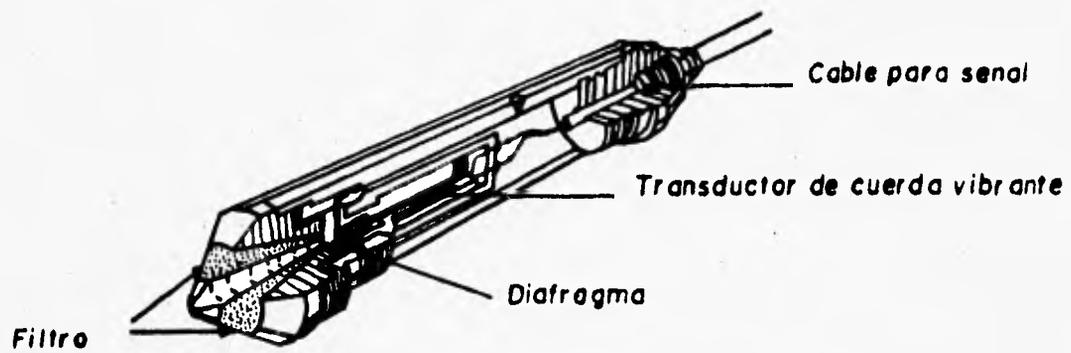


Fig 23 Esquema de un piezómetro de cuerda vibrante para terraplenes de presas

REFERENCIAS

- 1 Casagrande, A. (1949), "Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport", J. Boston Soc. Civil Eng., Vol 36, No. 2, pp. 192-221. Reimpreso en Contributions to Soil Mechanics, 1941-1953, Boston Society of Civil Engineers, Boston, pp. 176-205.
- 2 Handfelt, L. D., D. C. Koutsoftas y R. Foott (1987), "Instrumentation for Test Fill in Hong Kong", Journal Geotechnical Engineering Divission, ASCE, Vol 113, No 2, Feb., pp. 127-146.
- 3 Parry, R. H. G. (1971), "A Simple Driven Piezometer", Geotechnique, Vol 21, No 2, pp. 163-167.
- 4 Soderman, L. G. (1961), Discusión: "Field Studies on the Consolidation Properties of Leda Clay". Proceedings of the 14th Canadian Soil Mechanics Conference, Ottawa, Publicado por National Research Council, Canada, Ottawa, pp. 119-120.
- 5 Bartholomew, C. L., B. C. Murray y D. L. Goins (1987), "Embankment Dam Instrumentation Manual", U S Bureau of Reclamation.
- 6 Bishop, A. W., M. Kennard y A. D. M. Penman (1960), "Pore Pressure Observations at Selsset Dam", Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres, pp. 91-102.
- 7 Penman, A. D. M. (1960), "A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers", Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres, pp. 53-58.
- 8 DiBiagio, E. y F. Myrvoll (1985), "Instrumentation Techniques and Equipment Used to Monitor the Performance of Norwegian Embankment Dams", Transactions of the 15 ICOLD, Lausanne, Comisión Internacional en Grandes Presas, París, Vol. 1, pp. 1169-1197.
- 9 Bozozuk, M. (1984), "Proceedings of the Seminar on Recent Developments in Geotechnical Instrumentation and Monitoring", Canadian Geotechnical Society and Tunnelling Association of Canada, Toronto, Ontario.
- 10 Torstensson, B. A. (1984), "A New System for Ground Water Monitoring", Ground Water Monitoring Review, Vol 4, No 4, pp. 131-138.

IV CRITERIOS PARA SELECCION

Antecedentes. Para la correcta selección de un piezómetro deben tomarse en cuenta, además de la estratigrafía del sitio y las necesidades del proyecto, aspectos como tiempo de respuesta, precisión y confiabilidad a corto y largo plazo, así como las posibles causas de falla en el instrumento.

IV.1. TIEMPO DE RESPUESTA

Cuando un piezómetro se instala y cambia la presión del agua subterránea, el tiempo requerido por el agua para fluir dentro o fuera del piezómetro (efecto estabilizador) es el llamado tiempo de respuesta hidrodinámico, que depende principalmente de la permeabilidad del suelo y el tipo y dimensiones del piezómetro. Los piezómetros de tubería abierta tienen un tiempo de respuesta hidrodinámico muy grande comparado con el de los piezómetros de diafragma debido al volumen tan grande de agua que involucra el movimiento. El término tiempo de respuesta lento se usa para describir un largo tiempo de respuesta hidrodinámico.

En el caso de piezómetros de tubería abierta, la teoría para la determinación del tiempo hidrodinámico de respuesta es similar a la de pérdida de carga en un permeámetro para determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo. La carga H (Fig 24) en algún tiempo t es $H=(Z-y)$, pudiendo determinarse el flujo mediante (Ref 1 y 2):

$$q = F k H = F k (Z - y) \quad (8)$$

donde F es un factor de forma el cual depende del tipo de cámara piezométrica (Ref 1). Considerando el flujo durante un tiempo dt se llega a la ecuación:

$$q dt = A dy \quad (9)$$

y combinándola con la ecuación (8) se obtiene la ecuación diferencial:

$$\frac{dy}{Z - y} = F \frac{k}{A} dt \quad (10)$$

El volumen total de agua necesario para lograr el equilibrio piezométrico es $V=A \cdot H$, y el tiempo de respuesta resultante para la igualación de presiones, cuando la relación de flujo ($q=F \cdot k \cdot H$) se mantiene constante, se calcula con:

$$T = \frac{V}{q} = \frac{A H}{F k H} = \frac{A}{F k} \quad (11)$$

Reescribiendo la ecuación (10) se tiene:

$$\frac{dy}{Z-y} = \frac{dt}{T} \quad (12)$$

siendo ésta la ecuación diferencial básica para la determinación del tiempo hidrodinámico de respuesta en piezómetros abiertos.

$$F = \frac{2 \pi L}{\ln \left\{ \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2} \right\}}$$

Simbología:

- F Factor de forma de la cámara piezométrica
- k Coeficiente de permeabilidad
- L Longitud de la cámara
- D Diámetro de la cámara

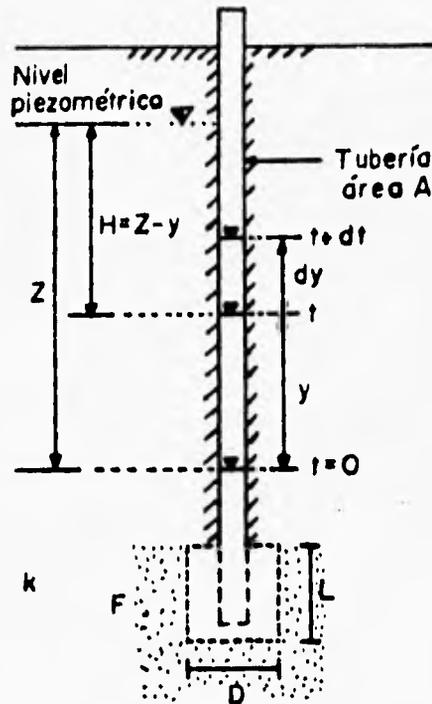


Fig 24 Esquema para definición de tiempo de respuesta

Considerando el caso del piezómetro mostrado en la figura 25, el flujo de agua en el piezómetro se determina mediante la ecuación:

$$q = \frac{2 \pi k L H}{\ln \left(\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2} \right)} \quad (13)$$

siendo el volumen total de agua para alcanzar el equilibrio piezométrico:

$$V = \frac{\pi d^2}{4} H \quad (14)$$

y el tiempo de respuesta $T = V/q$ queda expresado de la siguiente manera:

$$T = \frac{1.45 \times 10^{-6} d^2 \ln \left(\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D} \right)^2} \right)}{k L} \quad (15)$$

donde:

- T tiempo requerido para el 90 % de respuesta, días
- d diámetro interior de la tubería, cm
- L Longitud del filtro (o zona arenosa alrededor del filtro), cm
- D Diámetro del filtro de entrada (o zona arenosa), cm
- k Permeabilidad del suelo, cm/s

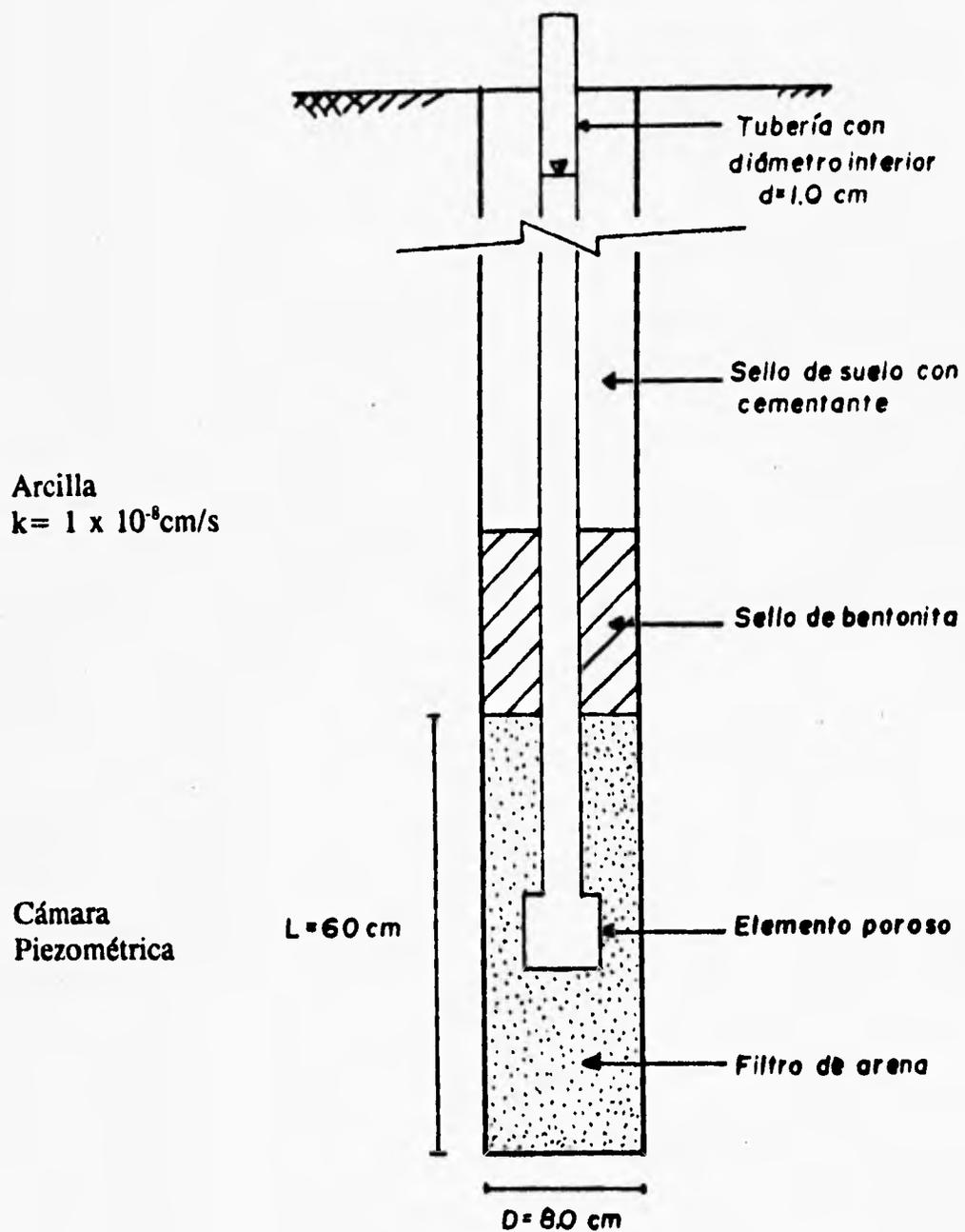
En la figura 25 se da un ejemplo de piezómetro abierto estándar rodeado con material arenoso, donde se observa que el tiempo de respuesta puede ser reducido utilizando un diámetro mínimo en la tubería y una mayor zona arenosa. Se debe recordar que un diámetro muy pequeño en la tubería puede nulificar el efecto de desaeración del piezómetro y crear frecuentes problemas al introducir la sonda lectora. Para instalaciones en perforaciones previas, el diámetro para la zona arenosa está limitado por la economía de la perforación y la capacidad de la perforadora en su longitud y diámetro, aunque la longitud está casi siempre limitada por la necesidad de hacer mediciones donde el proyecto lo requiera.

El orden de magnitud de los tiempos de respuesta de varios tipos de piezómetros, instalados en suelos homogéneos, se pueden estimar de la figura 26; el tiempo empleado para una respuesta del 90% se considera adecuada ya que para lograr el 100% de respuesta se requiere un tiempo infinito.

La trascendencia del tiempo de respuesta hidrodinámico depende del propósito de las mediciones y de las fluctuaciones encontradas en la presión del agua subterránea. Por ejemplo, si las mediciones se hacen para determinar la presión de agua en una fisura rocosa de un talud en el cual las fluctuaciones de presión no son significativas, un piezómetro abierto puede ser el más adecuado. Si un terraplén se construye sobre un suelo blando y se utilizan piezómetros para obtener parámetros de resistencia, el tipo de terraplén, la colocación y la velocidad de disipación de la presión de poro, entrarán en los juicios concernientes al tiempo de respuesta; si las mediciones de presión de poro son hechas con un piezómetro abierto, su largo tiempo de respuesta no es aceptable. Si la presión del agua subterránea fluctúa diariamente, por ejemplo, cerca del océano, en un embalse de presa o en un cárcamo de bombeo, el tener un tiempo de respuesta de más de algunas horas podría esconder variaciones reales de la presión y las mediciones podrían no tener valor. El criterio del tiempo de respuesta deberá ser evaluado caso por caso.

IV.2. PRECISION Y CONFIABILIDAD

La precisión y sensibilidad de los instrumentos suele ser muy importante así como su confiabilidad y durabilidad. Cuando se requiere alta precisión en la medición, es necesario seleccionar componentes adecuados para este fin, tales como unidades de lectura neumáticos con transductores eléctricos.



$$T = \frac{1.45 \times 10^{-6} (1)^2 \ln \left(\frac{60}{8} + \sqrt{1 + \left(\frac{60}{8} \right)^2} \right)}{1.45 \times 10^{-8} \cdot 60}$$

Tiempo para 90% de respuesta: $T = 6.55 \text{ días}$

Fig 25 Ejemplo de tiempo de respuesta en un piezómetro abierto

Aplicaciones a corto y largo plazo. Las aplicaciones a corto plazo son aquellas que requieren datos confiables para un período de algunos meses o días; por ejemplo, durante el típico período de construcción. Cuando los piezómetros de tubería abierta se juzgan inadecuados, en alguna aplicación, suelen cambiarse por piezómetros neumáticos o de cuerda vibrante.

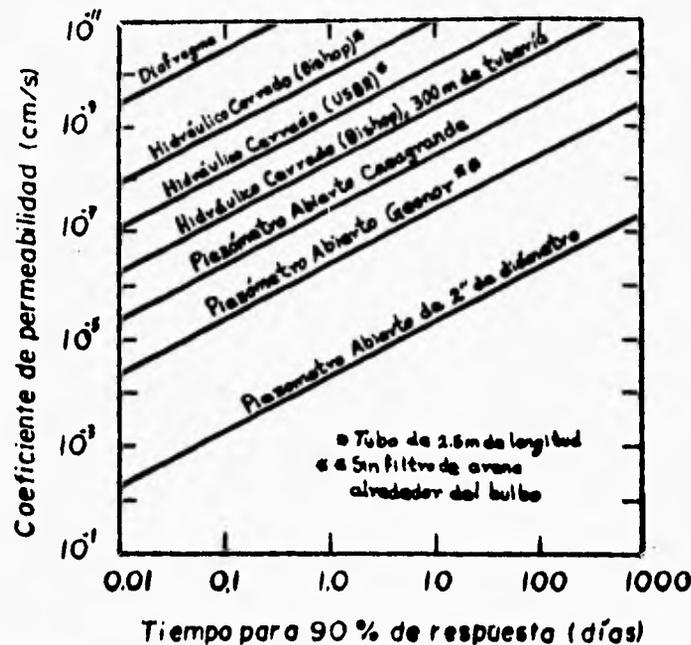


Fig 26 Tiempo de respuesta para varios tipos de piezómetros

Los piezómetros hidráulicos de doble tubo raramente se seleccionan para aplicaciones a corto plazo; su principal uso es en mediciones a largo plazo en terraplenes de presas. En cambio, los piezómetros de resistencia eléctrica son los únicos capaces de medir la presión de poro dinámica, durante sismos o en sitios cercanos a un pilote durante su hincado.

En suelos orgánicos donde existe formación de gas, una aplicación a corto plazo supone el uso de un piezómetro de diafragma con filtro de alta entrada de aire. El filtro y la cavidad entre el filtro y el diafragma deben saturarse antes de la instalación, preferentemente con agua desaerada. Debido a que el aire disuelto en el agua tenderá a gasificarse y en general no es posible determinar el tiempo que tarda este proceso. Alternativamente pueden usarse piezómetros con filtros de alta entrada de aire. En aplicaciones a largo plazo, pueden conectarse dos tubos a la cavidad entre el filtro y el diafragma, para purgar al menos parcialmente el gas de la cavidad.

Los aspectos económicos de los piezómetros, en el tiempo en que duren instalados, dependen no sólo del costo de adquisición; también intervienen otros costos como el de calibración, instalación, mantenimiento, realización de las mediciones y procesamiento de datos. El costo de los instrumentos es raramente el factor de control y casi nunca domina en la decisión.

IV.3. PRUEBAS Y CAUSAS DE FALLA

Pruebas en piezómetros. Los piezómetros abiertos y los de membrana deben someterse a pruebas para verificar su correcto funcionamiento después de su instalación.

A los piezómetros abiertos normalmente se les introduce algo de material fino que logra pasar el filtro, formando un sedimento en el fondo del mismo; la verificación puede iniciarse revisando si existe este sedimento, de ser así es conveniente removerlo introduciendo una manguera de plástico (poly-flow), por donde se inyecta agua a suficiente presión para extraer el azolve mediante convección del agua. Es conveniente no aplicar demasiada presión ni inyectar aire a presión, esta operación puede realizarse a intervalos de varios días hasta que el aporte del material sea prácticamente nulo.

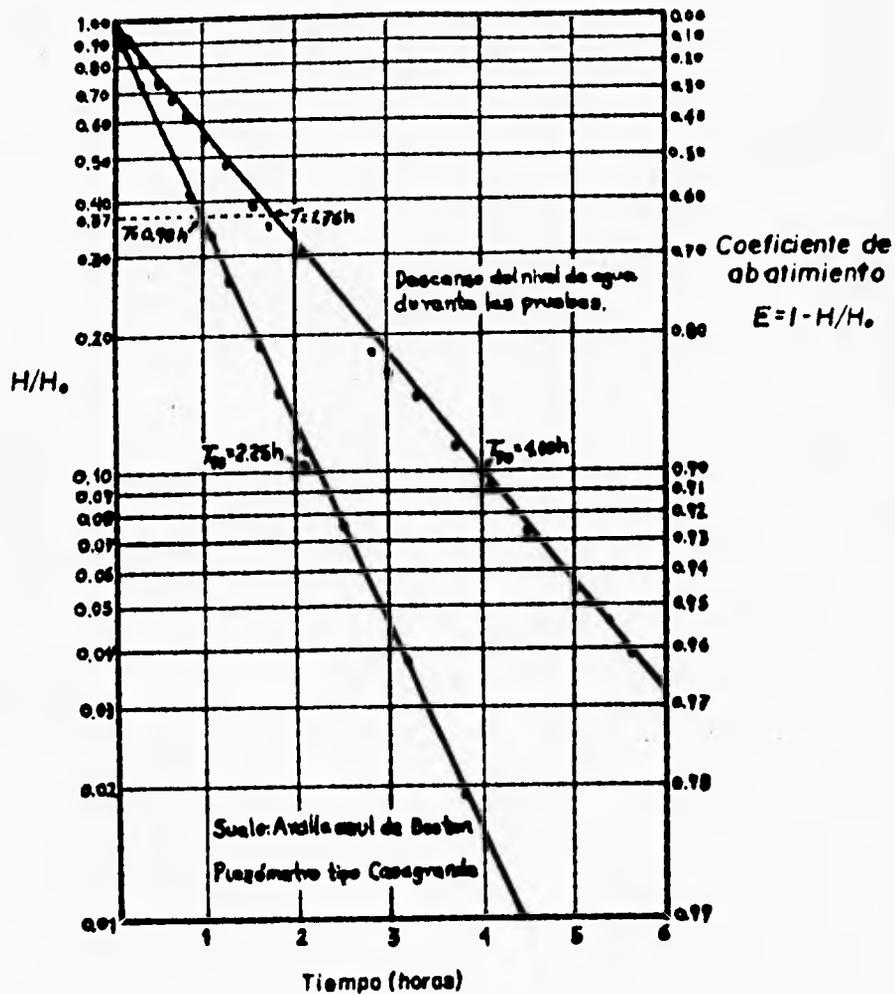
Una vez que se ha removido el sedimento se llena con agua el piezómetro y se mide el descenso del nivel de agua a diferentes intervalos de tiempo, con esta información se hace un diagrama de abatimiento como el de la figura 27 (Ref 3). Si el piezómetro quedó bien instalado el diagrama deberá ser prácticamente recto; a partir de este diagrama se obtiene el tiempo de respuesta del instrumento (normalmente se toma el tiempo para el 90% de abatimiento).

La verificación de los piezómetros de membrana se limita a realizar una serie de mediciones para cerciorarse de la repetibilidad en las lecturas del instrumento. Los piezómetros neumáticos por ejemplo, deben calibrarse antes de ser instalados, a una presión del doble de la de operación para lo cual se introducen en una cámara hermética llena con agua a presión (Fig 28). Dicha cámara tiene dos orificios que permiten el paso de los tubos poly flow que conducen el aire. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro. En la figura 29 se muestra una curva de calibración típica, en la que puede apreciarse cierta distorsión para presiones menores de 1 kg/cm². Esto último no necesariamente es importante porque la curva de calibración se repite; además, la precisión de la calibración está condicionada a la sensibilidad de la membrana y del sistema de medición.

Causas de falla en piezómetros. La falla más importante en un piezómetro probablemente sea la selección inadecuada del tipo de piezómetro o el seguimiento inadecuado del procedimiento de instalación lo que da como resultado tiempos de respuesta excesivos para el objetivo perseguido. Se puede caer en este error si el piezómetro se instala en un suelo diferente al esperado, por un escaso conocimiento de la estratigrafía del sitio o por no verificar el tipo de suelo en el que quedó alojado; por lo tanto, la información de instrumentación tiene nulo o escaso valor si no se tiene un adecuado conocimiento de los detalles estratigráficos del sitio.

En los piezómetros pueden presentarse fallas debidas a:

a) Oclusión de los poros en la pared de la cámara piezométrica por el empleo de bentonita para la estabilización de la perforación; en este caso el tiempo de respuesta se incrementa considerablemente, pudiéndose llegar al caso de no lograr alguna medida significativa.



Simbología:

- h hora
- T tiempo de respuesta
- T_{90} tiempo de respuesta al 90% de abatimiento
- H carga en el piezómetro lleno con agua
- H_0 carga final en el piezómetro

Fig 27 Diagrama de abatimiento en los piezómetros del Logan Airport en Boston

- b) Sellado deficiente de la cámara piezométrica por no compactar el sello superior de bentonita.
- c) Filtración en los coples de conexión de la tubería, en los tramos inferiores al NAF. Si no se les aplicó suficiente cementante esto afecta los tiempos de respuesta y altera totalmente las mediciones.
- d) Obstrucción de la tubería por exceso de cementante en los coples lo que imposibilita bajar la sonda lectora para medir la profundidad del espejo de agua. Lo anterior puede solucionarse con relativa facilidad introduciendo una varilla para destruir la película de pegamento; sin embargo, siempre quedarán bordes en los que se atorará la sonda o en los que se formarán burbujas que alteren notablemente las mediciones.

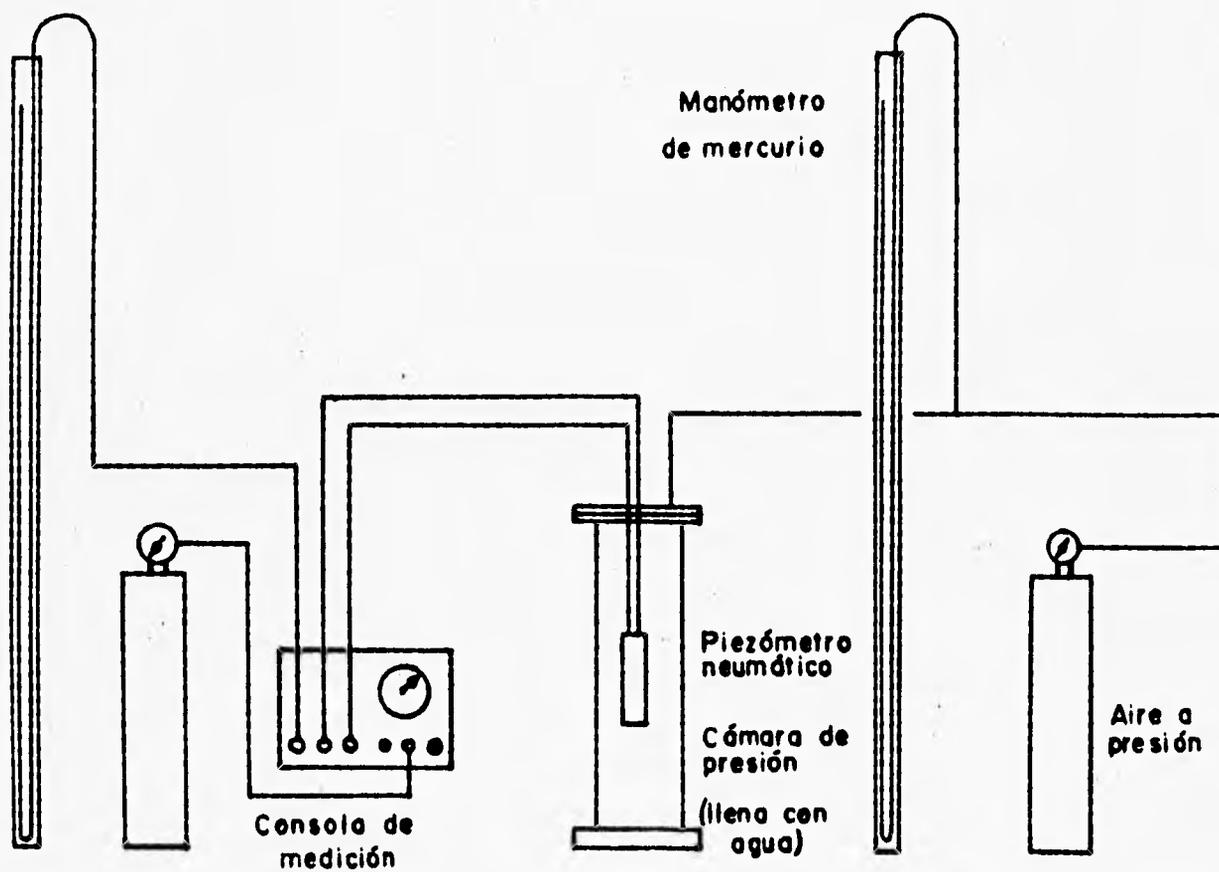


Fig 28 Diagrama del sistema para calibración de un piezómetro neumático

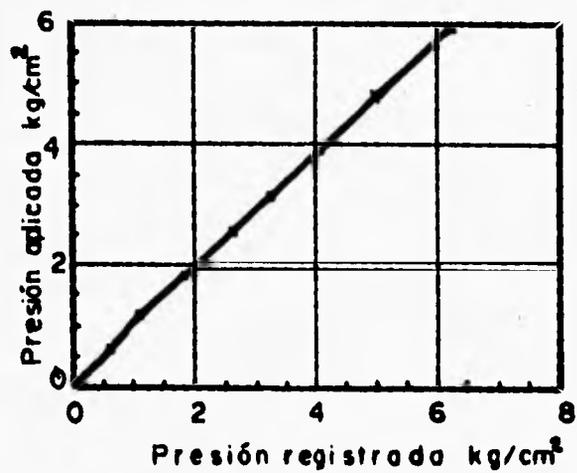


Fig 29 Curva de calibración de un piezómetro neumático

e) La presencia de burbujas en la cámara piezométrica, ya sea por aire en el suelo circundante, por la liberación de gases disueltos en el agua por abatimiento de la presión o por la introducción de aire en el piezómetro al intentar remover el azolve. Estas burbujas disminuyen la permeabilidad del filtro dando como resultado un incremento considerable del tiempo de respuesta, alterando de este modo las mediciones.

f) Si no se tiene cuidado en la instalación, pueden torcerse las mangueras o simplemente doblarse originando que se obstruya total o parcialmente, inutilizando el piezómetro.

IV.4. METODOS DE LECTURA

Existen varios métodos para lectura de piezómetros abiertos, a continuación se describen algunos:

a) **Cinta eléctrica.** La sonda más comúnmente usada es una cinta eléctrica (Fig 30). Consiste de un cable biconductor con una pesa cilíndrica de acero inoxidable en la parte que baja por la tubería del piezómetro, con un plástico intermedio. Un extremo del cable se conecta a una batería y la otra a un indicador de luz, sonido o aguja indicadora. Cuando la sonda baja dentro de la tubería y encuentra la superficie del agua, el circuito eléctrico se completa a través del agua y esto se registra en la superficie; se mide la longitud del cable y se determina la profundidad a la que se encuentra el agua.

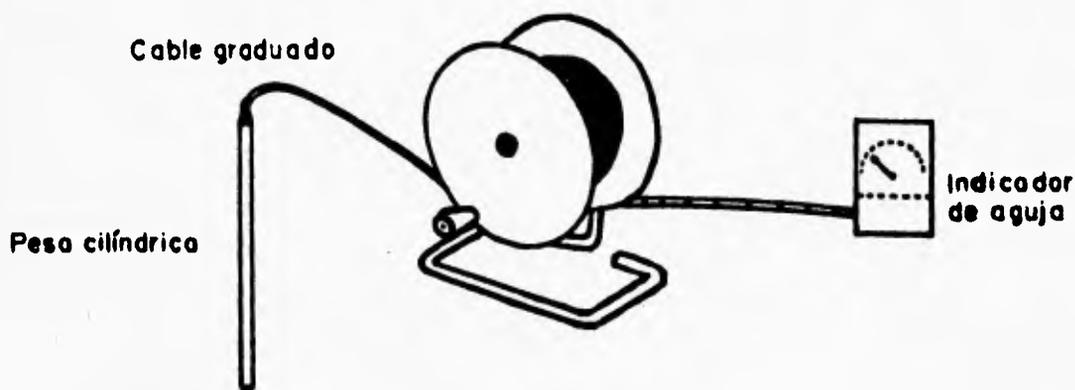


Fig 30 Cinta eléctrica para lectura en piezómetros

b) **Lectora de audio.** Sandroni (Ref 4) describe una lectora de audio (Fig 31), que puede ser ensamblada fácilmente. La flecha en la figura muestra el flujo de un sonido creado, por ejemplo, por un radio transistor. El tubo de medición graduado es introducido en la tubería y cuando la punta de la tubería toca el agua, el ruido se transmite a los audífonos siendo en este momento leída la profundidad en el tubo graduado.

c) **Revisión con cinta y pesa.** Si el diámetro del tubo del piezómetro es suficientemente grande, una cinta y una pesa en su punta pueden usarse para escuchar el contacto con la superficie del agua. Una pequeña campana, con la punta removible, se usa algunas veces para incrementar el sonido al contacto.

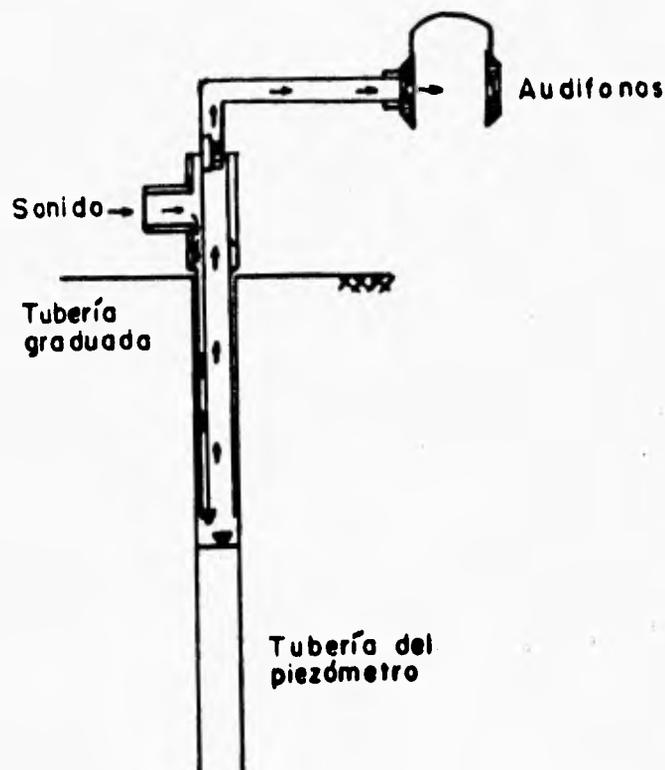


Fig 31 Lectora de audio

d) Transductor de presión. Un transductor de presión puede introducirse en la tubería hasta el fondo del posible nivel piezométrico. De este modo pueden hacerse lecturas a mayores profundidades. El transductor puede quedar colocado en el sitio y ser recuperado para recalibrarse periódicamente.

e) Sistema de la burbuja de purga. El principio de la burbuja de purga (Fig 32), también permite hacer lecturas a profundidades considerables. Un ducto plástico se coloca dentro de la tubería del piezómetro bajo el nivel piezométrico y se registra la elevación de la punta inferior. Un pequeño flujo controlado de aire hace descender el nivel del agua dentro de la tubería de plástico hasta que alcance el extremo inferior de la tubería. En ese momento las burbujas de aire suben a la superficie del agua en la tubería. La presión de aire es entonces igual a la presión del agua en el extremo inferior de la tubería de plástico y por lo tanto, igual a la presión de poro, según se indica en la figura. El sistema mostrado no debe ser usado si el diámetro inferior de la tubería es menor de 8 mm debido a que las burbujas de aire no pueden subir a la cima de la tubería, resultando una lectura falsa.

f) Tubo con manómetros de Bourdon. Si el nivel piezométrico varía hasta por arriba de la boquilla de la tubería, puede adaptarse un manómetro a la tubería (Fig 9).

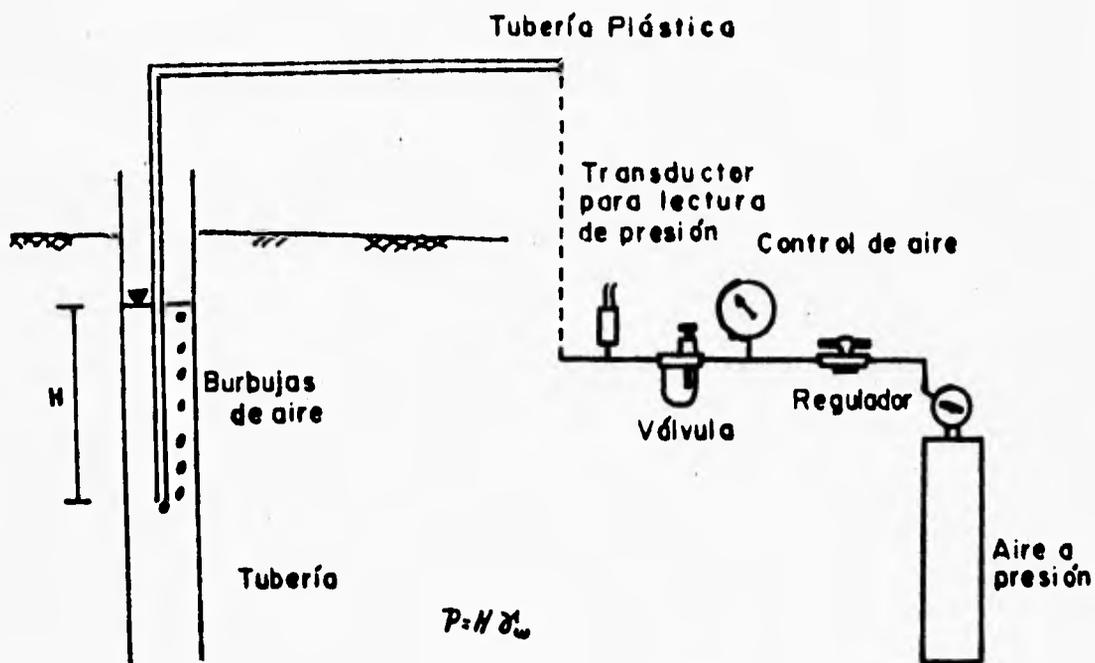


Fig 32 Sistema para el principio de la burbuja de purga

REFERENCIAS

- 1 Hvorslev, M. J. (1951), "Time Lag and Soil Permeability in Ground-water Observations", U.S. Army Corps Of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS Bulletin, No 36.
- 2 Penman, A. D. M. (1960), "A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers", Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres.
- 3 Casagrande, A. (1949), "Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport", J. Boston Soc. Civil Eng., Vol 36, No. 2, pp. 192-221. Reimpreso en Contributions to Soil Mechanics, 1941-1953, Boston Society of Civil Engineers, Boston, pp. 176-205.
- 4 Sandroni, S. S. (1980), "A Simple, Accurate and Fault-Proof Water Level Indicator", Géotechnique, Vol 30, No 3, pp. 319-320.

V INSTALACION DE PIEZOMETROS

Antecedentes. El principal preparativo antes de instalar un piezómetro es el análisis de la estratigrafía, a partir del cual se determinará la profundidad de instalación. La celda permeable de los piezómetros debe colocarse coincidiendo con el estrato que asegure su buen funcionamiento; en suelos blandos suele ser conveniente obtener el perfil estratigráfico a partir de los resultados de un sondeo de cono eléctrico (Ref 1). Además, en el caso de piezómetros abiertos es conveniente determinar las dimensiones adecuadas de la cámara piezométrica para lograr un tiempo de respuesta adecuado, en función de la permeabilidad del suelo.

V.1. EN TERRAPLENES

Terraplenes de arcilla. Comúnmente se excava una pequeña zanja dentro de la cual se hincan la tubería del piezómetro. La zanja generalmente es de 46x46 cm de lado y 76 cm de profundidad. El material de relleno deberá tener un contenido de agua y densidad similar a la arcilla adyacente y deberá compactarse con equipo manual en capas de 10 cm.

Debido a que es posible tener un piezómetro con alta entrada de aire en su filtro, es importante tener un buen contacto entre el filtro y el material del terraplén. Un pequeño espesor de suelo mal compactado junto al filtro, puede impedir su correcto funcionamiento. No se debe permitir colocar arena alrededor del piezómetro cuando no se cuente con un filtro de alta entrada de aire que permita purgarlo por la tubería del piezómetro; llegando a formar un depósito de aire (burbujas) alrededor y dentro del filtro, generando información errónea.

Los piezómetros con filtro cónico, como el *piezómetro hidráulico de doble tubería de Bishop* (Fig 9), normalmente se instalan por hincado a presión dentro de una zanja o perforación. Los *piezómetros de diafragma*, que cuentan con un filtro cilíndrico hueco como el mostrado en la figura 19, pueden ser instalados haciendo una perforación en el fondo de la zanja con diámetro menor al cuerpo del piezómetro e hincándolo dentro de la perforación. La longitud del hueco por encima del piezómetro se rellena con capas compactas del mismo material del terraplén.

Terraplenes con material granular. Los piezómetros en rellenos granulares normalmente se instalan dentro de zanjas como se describió anteriormente, siendo necesario formar alrededor del piezómetro una bolsa con arena cuarzosa limpia para prevenir daños. En rellenos rocosos es necesario formar un filtro graduado, desde grava hasta arena cuarzosa, para prevenir el paso de material fino a través del material rocoso.

V.2. HINCADO A PRESION

La instalación de piezómetros mediante hincado a presión es menos costosa que cuando se hace con materiales de sellado en una perforación. Sin embargo, en tales instalaciones deben evitarse problemas como los que origina un sello inadecuado, embadurnado o atascamiento del piezómetro y por generación de gas en suelos con alto contenido de sal.

Sellado. En piezómetros hincados se requiere un adecuado contacto entre el suelo y la tubería inmediatamente arriba del elemento filtrante.

En el caso del piezómetro abierto tipo *Geonor* (Fig 7), el diámetro exterior de las barras de hincado es ligeramente mayor que el del piezómetro y no cuentan con coples salientes; por lo tanto, quedan bien adheridas al suelo. Generalmente un mínimo de 3 m de longitud en barras de perforación tamaño EX es adecuado como sello cuando el piezómetro se instala en arcilla blanda. Parry (Ref 2) obtuvo buenos resultados al instalar el piezómetro tipo *Cambridge* (Fig 8) en depósitos de arcilla porosa, usando un sello de 1 m de longitud en la tubería. Torstensson (Ref 3) reporta que, cuando se esté usando el *piezómetro BAT* (Fig 22), un sello con longitud de 50 cm da buenos resultados al instalarse en arcillas, arenas sedimentarias y arenas finas.

Es evidente que los piezómetros hincados no son apropiados para todas las condiciones del suelo, siendo necesario que todas las barras de perforación se sellen en su cuerda o rosca de unión. Cuando un *piezómetro de tubería abierta* se instala por el método de hincado, el sellado deberá revisarse mediante la disipación de presión de poro durante la instalación y la existencia de una caída o carga constante en la medición de permeabilidad.

Embadurnado y atascado. A continuación se comentan varios procedimientos para prevenir el excesivo embadurnado o atascamiento de piezómetros hincables.

El piezómetro tipo *Geonor* (Fig 7) cuyo elemento filtrante tiene poros con tamaño máximo de 0.03 mm, se instala llenando totalmente la tubería con agua y taponando la boquilla, para impedir que el suelo penetre en los poros del piezómetro durante el hincado. Esta alternativa requiere desconectar el sistema de presión cuando se acopla cada nuevo tramo de tubería o barra, por lo que debe asegurarse que cada uno de estos tramos se llene por completo de agua con el objeto de reducir la posibilidad de atascamiento. Al hincar el piezómetro se genera presión de poro y deberá permitirse que esta se disipe antes de remover el tapón de la tubería, para evitar que se atasque. El tiempo de espera depende del tipo y permeabilidad del suelo.

El piezómetro hincable tipo *Cambridge* (Fig 8) es protegido de embadurnarse y atascarse mediante el uso de una zapata deslizante y por medio de la selección de una adecuada malla protectora.

Cuando un *piezómetro de diafragma* se acopla dentro de una cubierta hincable, el filtro y la cavidad entre el filtro y el diafragma deberán ser minuciosamente saturados con agua antes de la instalación, para prevenir el embadurnado y atascado.

Generación de gas. Una limitación adicional de los piezómetros hincados es el potencial para generar gas si se tienen ciertos metales en contacto con suelos de alto contenido de sal en sus poros.

Los *piezómetros con transductores de cuerda vibrante* (Fig 19) alojados en cámaras de acero inoxidable, instalados en suelos con alto contenido de sal, sujetos a barras de perforación de acero

templado de dimensiones EX hincados a presión y dejados en el sitio para su estabilización, forman un sistema en batería con los diferentes metales y el suelo que los rodea.

En arcilla blanda, con baja concentración de sal en los poros, la generación de gas no es un problema serio; pero sí lo es potencialmente, en arcillas con alto contenido de sal en los poros, donde los dos metales (acero inoxidable y templado) y el suelo circundante forman un elemento galvanizado (circuito en batería), que puede afectar las mediciones de presión de poro en dos formas. Primera, el proceso de corrosión libera hidrógeno en forma de gas en el cátodo de acero inoxidable (el piezómetro). Segunda, la corriente eléctrica generada por el proceso de corrosión puede tener un efecto electro-osmótico en el agua de los poros. Ambos efectos tienden a incrementar la presión de poro alrededor de los piezómetros de acero inoxidable y además pueden causar variaciones en las mediciones. Esto se puede solucionar colocando un forro metálico removible insertado entre el piezómetro y la línea de barras para separarlas eléctricamente y reducir la fricción en las partes móviles.

Sugerencias. Al hincar un piezómetro generalmente ocurren cambios temporales en la presión de poro alrededor del mismo. Si se usa un *piezómetro de diafragma* y la presión de poro excede el rango de mediciones del instrumento, el piezómetro puede quedar permanentemente dañado. Deberán llevarse a cabo lecturas continuas conforme el instrumento se hinca para regular y controlar la velocidad de hincado conforme avanza la penetración.

Al instalarse un piezómetro en arcillas que están sujetas a un proceso de consolidación, la barra o tubería hincada estará sujeta a fricción negativa que puede llegar a desplazar la punta del piezómetro hacia abajo; en casos extremos puede causar que la punta del piezómetro se mueva de un estrato a otro. Esto hace necesario monitorear los cambios de elevación por métodos de inspección en la boquilla de la tubería e interpretar los datos con este cambio. Si un piezómetro *Cambridge* (Fig 8) se instala en arcillas sometidas a consolidación, la fricción negativa podría cerrar el arreglo en la punta, por lo que la zapata de conducción deberá revisarse periódicamente y golpearse hacia abajo.

Si se hinca un piezómetro en arcilla muy blanda, la barra o tubería de perforación usada podrá hacerse descender por su peso propio; una vez que el elemento filtrante está en su nivel, se puede colocar una lámina de acero alrededor de la tubería para apoyarla en la superficie del suelo.

V.3. EN PERFORACION PREVIA

Cuando no es posible o satisfactorio hincar un piezómetro por presión o conducción desde la superficie, su instalación con perforación previa puede ser la más adecuada.

Las instalaciones utilizando una perforación previa pueden hacerse de dos maneras, la primera es la instalación mediante hincado a presión desde el fondo de la perforación; la segunda opción considera una bolsa o cubierta de arena alrededor del elemento piezométrico y el resto de la perforación se sella con diferentes materiales. Ejemplos de este tipo de instalación, que es la más usual, se describen a continuación:

A) Instalación de un tubo de observación.

Para instalar estos tubos se requiere una perforación de 5 a 10 cm de diámetro (Fig 33) que puede hacerse con una máquina o manualmente con la barrena helicoidal (Ref 4); para hacer esta perforación no debe utilizarse lodo bentonítico. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine en la maniobra; cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

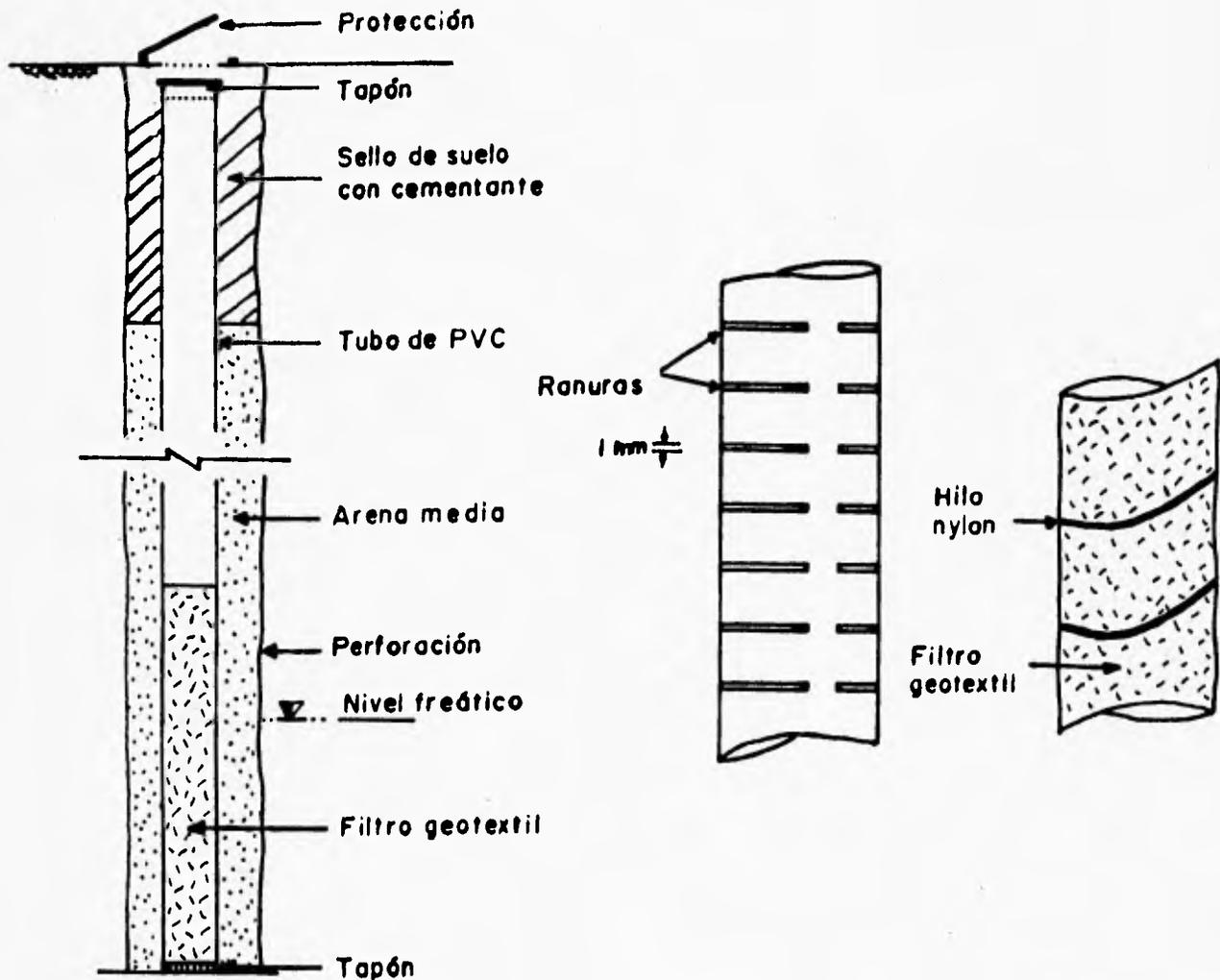


Fig 33 Procedimiento para instalación de un tubo de observación

B) Piezómetro abierto en perforación previa.

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable (elemento poroso) se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia; el procedimiento se presenta en la figura 34 y consta de las siguientes etapas (Ref 4):

- a) Se perfora el suelo con un barreno de 3" de diámetro hasta alcanzar una profundidad de 60 cm por debajo de la instalación del piezómetro, usando agua como fluido de perforación.
- b) Se instala ademe metálico de diámetro N y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.
- c) Simultáneamente se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (por ejemplo 20 m), para permitir que el cementante utilizado en los coples tenga tiempo suficiente para endurecer.
- d) Se extrae el ademe 30 cm y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando el volumen que se esté agregando.
- e) Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena. Esta maniobra se hace aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC, que fácilmente admite radios de curvatura de 1 m por cada 10 m de longitud; cuando se utiliza tubería metálica, los tramos se van enroscando a medida que se introduce al pozo. En cualquier caso se coloca un tapón roscado o ligeramente cementado, con una pequeña perforación para que el aire atrapado pueda salir.
- f) Se extrae el ademe en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm por arriba del bulbo.
- g) Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo.
- h) Se extrae el ademe totalmente y se rellena el pozo con lodo arcilloso, aunque también es posible dejar esta parte sin rellenar.

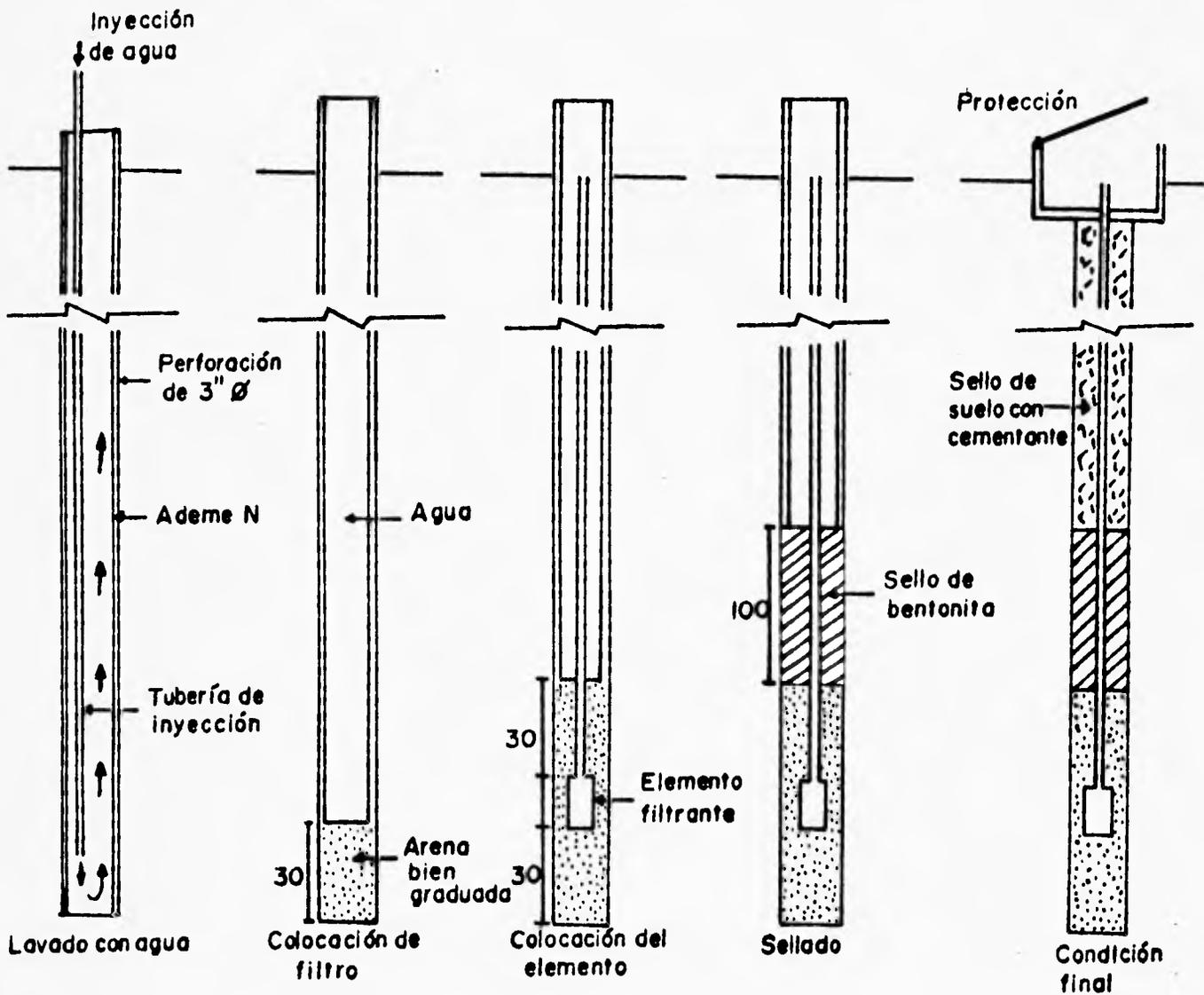
C) Piezómetro abierto hincado.

Estos piezómetros se hincan en el suelo con ayuda de los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico. En suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero; el procedimiento de instalación manual o con ayuda de una máquina se presenta en la figura 35, consistiendo esencialmente en (Ref 4):

- a) Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora rotatoria, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.
- b) Hincar el piezómetro en el suelo en posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto; en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al interior de la tubería.

c) Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero en tramos de 1.5 m, con cuerda, para formar una columna continua; en seguida se agrega agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NAF). Posteriormente con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm.

d) Al extraer la barra auxiliar deberá agregarse agua de manera que el nivel del agua (NA) no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NAF); este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.



Nota:
Acofaciones en cm

Fig 34 Instalación de un piezómetro en perforación previa

REFERENCIAS

- 1 Santoyo E, et al (1989), "El Cono en la Exploración Geotécnica", TGC Geotecnia.
- 2 Parry, R. H. G. (1971), "A Simple Driven Piezometer", Geotechnique, Vol 21, No 2, pp. 163-167.
- 3 Torstensson, B. A. (1984), "A New System for Ground Water Monitoring", Ground Water Monitoring Review, Vol 4, No 4, pp. 131-138.
- 4 Tamez, E. et al (1987), "Manual de Diseño Geotécnico", Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR, Vol 1.

VI MEDICIONES CON PIEZOCONO

Antecedentes. La medición de presión de poro durante una prueba de penetración, se realizó por primera vez a principios de la década de los años setenta (Ref 1 y 2); en esta época las mediciones de presión de poro se hacían usando sondas de igual forma y dimensiones que la de un cono de penetración con punta estandarizada de 60° y área transversal de 10 cm^2 . A principios de los años ochenta, se incorporan los piezómetros a las normas para construcción y operación de penetrómetros de cono eléctrico con medición de resistencia de punta y, en algunos casos, funda de fricción e inclinómetro.

VI.1. DESCRIPCION DEL PIEZOCONO

En años recientes el desarrollo en electrónica trae como resultado la introducción de penetrómetros con cono eléctrico capaces de medir *resistencia de punta a la penetración* (q_c), *fricción lateral* (f_s), *inclinación* (i), *temperatura* y *presión de poro* (u) (Ref 3 a 8); la figura 36 presenta varios diseños de piezoconos. La prueba con piezocono es considerada actualmente como un estándar de la *prueba de penetración con cono (CPT)* con la adicional *medición de presión de poro (CPTU)*. La prueba CPTU tiene ventajas sobre la CPT convencional; por ejemplo:

- a) permite distinguir entre penetración drenada, parcialmente drenada y no drenada
- b) permite corregir datos de mediciones con cono, debido a esfuerzos no balanceados en el agua que actúan en áreas desiguales por defectos en el diseño o construcción del cono
- c) permite evaluar características de flujo y consolidación en suelos
- d) permite calcular condiciones de equilibrio en el agua subterránea
- e) facilita la identificación y clasificación del suelo
- f) mejora la evaluación de parámetros geotécnicos

Por estas razones la prueba CPTU tiene cada vez más aplicaciones en la ingeniería geotécnica.

Aspectos generales. En el diseño de piezoconos ha habido avances muy significativos en los últimos 12 años, aunque en este período no se ha llegado a estandarizar lo concerniente a la posición del elemento filtrante. La figura 36 muestra algunos sitios sugeridos para colocar el elemento filtrante.

La figura 37 ejemplifica los datos que se obtuvieron en una prueba CPTU, mostrando mediciones de presión de poro con el elemento sensor en tres posiciones diferentes, durante la penetración del cono en arcilla rígida preconsolidada a una profundidad de 6.5 m a 11.5 m. La

presión de poro medida con el elemento filtrante localizado en la cara de la punta (A) y espesor de 5 mm resultó casi tres veces mayor que la *presión de poro en equilibrio* (u_0). La presión de poro medida con el elemento cuyo espesor es de 5 mm y localizado 5 mm detrás del hombro (C), resulta ligeramente menor que u_0 . El elemento localizado a sólo 2.5 mm detrás del hombro (B), con espesor de 2.5 mm, registra presión de poro de casi el doble de u_0 . Esta gráfica muestra las dificultades para seleccionar un sitio conveniente para la medición de presión de poro durante la penetración del cono: aunque actualmente, los conos pueden medir presiones de poro en dos o tres sitios a la vez (Fig 36) con cierta confiabilidad. Por lo tanto, *todas las mediciones de presión de poro en CPTU deberán definir claramente el sitio y tamaño del elemento sensor.*

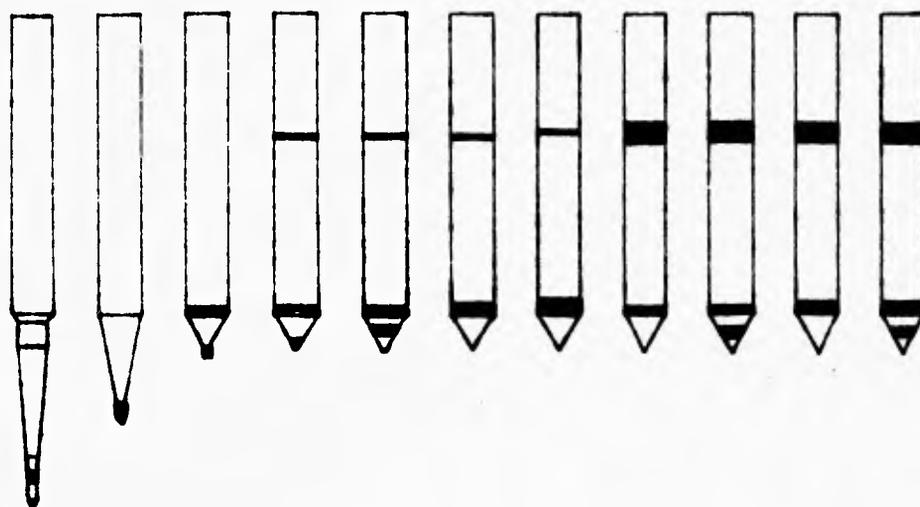


Fig 36 Algunos diseños de piezocono, con diferente localización del elemento poroso

VI.2. ASPECTOS PARA DISEÑO DE UN PIEZOCONO

Para definir la posición del elemento sensor se deben tomar en cuenta los factores que influyen en la confiabilidad y precisión de los resultados. Las mediciones dinámicas de presión de poro requieren de cuidadosas consideraciones en el piezocono; su diseño, adecuada selección del elemento poroso o filtrante y la prueba de saturación son quizá los aspectos más importantes a considerar.

Diseño mecánico. En el diseño mecánico debe asegurarse que cuando la punta del cono se someta a cargas axiales, estas no se transfieran a través del transductor de presión, elemento poroso, o fluido de saturación. Este problema puede revisarse cargando la punta completamente ensamblada, saturado el piezocono, y observando la respuesta de presión de poro; si no hay transferencia mecánica de carga, entonces no habrá respuesta de presión de poro.

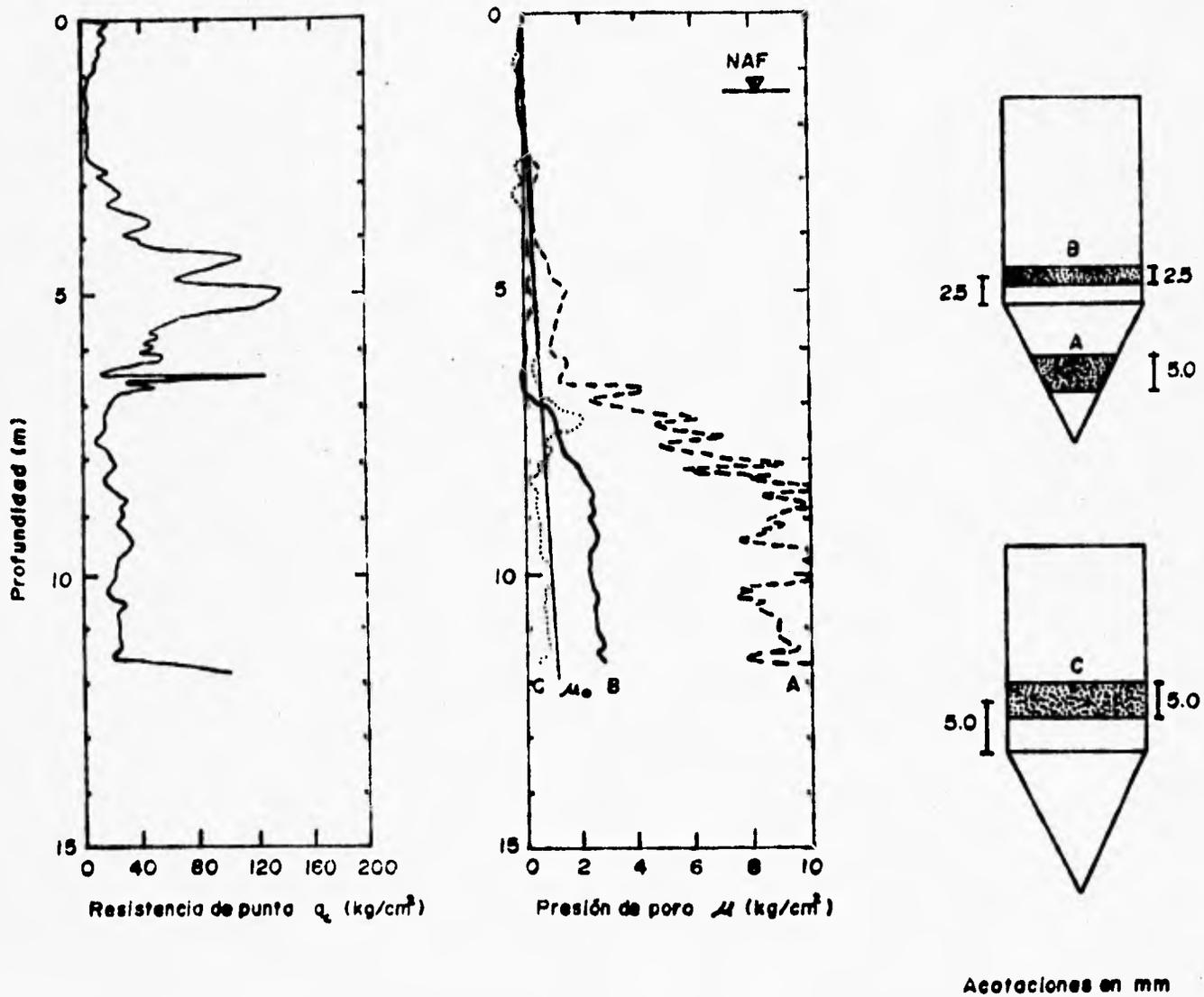


Fig 37 Ejemplo de medición de presión de poro en CPTU y la influencia de la localización del elemento filtrante

En la figura 38 se ilustra el problema de transferencia de carga con los resultados de un experimento realizado por Battaglio (Ref 9) en el que el elemento filtrante se colocó en la punta del cono, obteniéndose una carga positiva, relativamente grande, transferida por el transductor de presión de poro. Si un cono con elemento filtrante en la punta (Fig 38b) se hincó en arena compacta, pueden producirse presiones de poro positivas incorrectas; si el elemento filtrante se coloca detrás de la punta (Fig 38c), puede registrar pequeñas presiones de poro negativas.

Los efectos de transferencia mecánica de carga en suelos muy rígidos, donde q_c sea grande, pueden llevar a conclusiones equivocadas por mediciones erróneas de la presión de poro, a menos que el cono esté cuidadosamente diseñado.

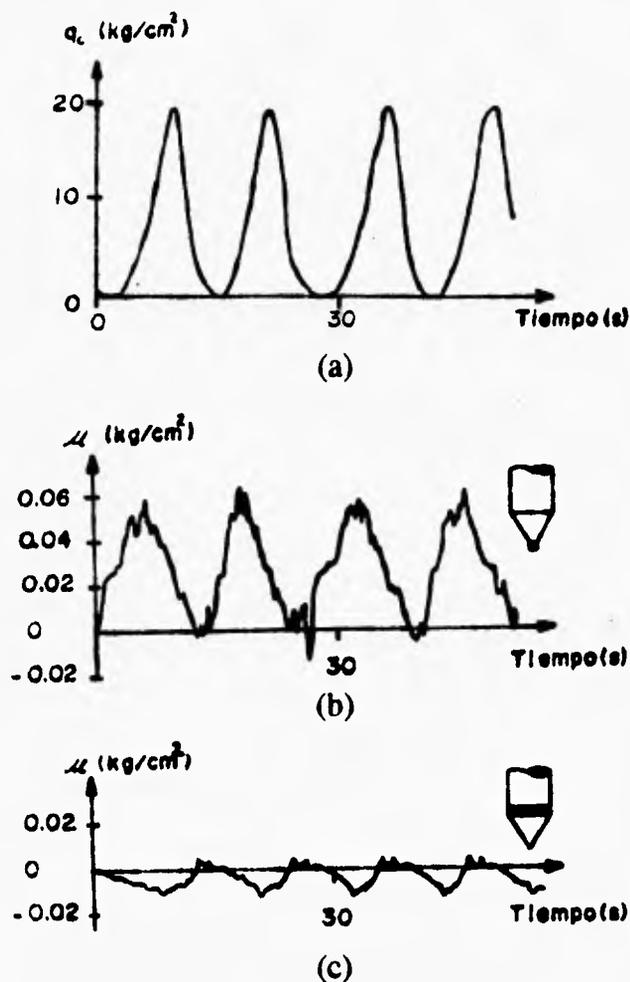


Fig 38 Influencia de la transferencia de carga mecánica en la medición de presión de poro

Elemento poroso. Para una respuesta rápida, Smiths (Ref 7) sugiere que el diseño considere un fluido delgado para la saturación, de compresibilidad y viscosidad baja, así como un filtro de alta permeabilidad y gran espesor.

Idealmente, un filtro debe ser permeable al paso del agua y al mismo tiempo debe ofrecer una alta resistencia al paso del aire. De esta manera, se tienen tiempos de respuesta cortos y se garantiza la saturación del filtro en el largo plazo. Materiales como el acero inoxidable, porcelana, bronce, mezclas de carbón y silicio, arena de cuarzo cementada, teflón y polipropileno, pueden utilizarse como filtros.

Algunos problemas de abrasión y corrosión (Ref 7) se han presentado en elementos de porcelana y acero inoxidable, superándose parcialmente utilizando endurecedores especiales. El polipropileno es un plástico relativamente duro con alta resistencia a la abrasión, que puede emplearse en arenas compactas o suelos gravosos. Actualmente la selección de filtros para piezocono se realiza de entre dos grupos:

- 1) Rígidos de baja permeabilidad (porcelana, acero inoxidable, etc)
- 2) Flexibles de alta permeabilidad (polipropileno-plástico poroso)

Ambos tienen baja compresibilidad y generalmente emplean aceite de baja viscosidad o glicerina como fluido de saturación, aunque algunas veces utilizan agua. Los filtros rígidos generalmente no llegan a emplearse en sistemas con muy poco flujo de agua. En cambio, los filtros flexibles (plásticos porosos) permiten movimientos rápidos de volúmenes extremadamente pequeños de agua, suficientes para activar el sensor de presión, impidiendo o previniendo el ingreso de suelo o la obstrucción de los poros. Ambos sistemas dan buenos resultados (Ref 7, 9 y 10).

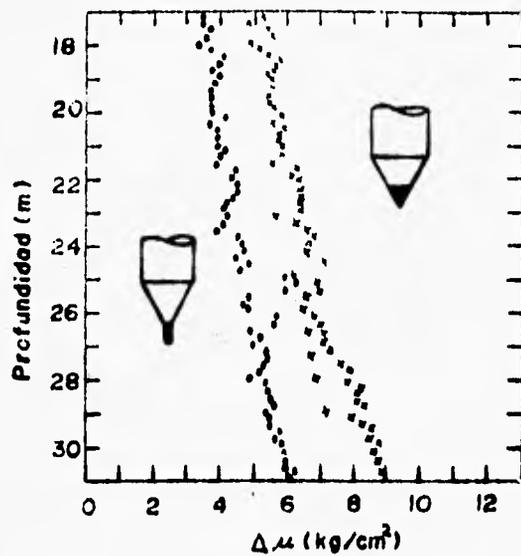
La penetración a través de arcillas no saturadas puede generar succiones, impidiendo que se mantenga saturado el elemento poroso. Una de las ventajas de utilizar un fluido con mayor viscosidad que la del agua es que puede tubificarse y alcanzar gran entrada de aire, ayudando a mantener la saturación del elemento durante la penetración en suelos no saturados.

En estratos duros con alta resistencia a la penetración de punta, la compresión del filtro es importante cuando la presión de poro se mida alrededor de/o en la punta del cono ya que el filtro puede comprimirse y generar alta presión de poro. Esto ocurrirá si el filtro tiene muy baja compresibilidad (rigidez) o si el filtro y el suelo al comprimirse no son suficientemente permeables para disipar rápidamente la presión de poro. La compresión sólo es crítica en mediciones de presión de poro en la punta, durante la penetración inicial en sedimentos finos y densos, arenas sedimentarias y arcillas muy rígidas o sedimentos glaciales.

Battaglio (Ref 9) da un ejemplo de compresión del filtro y transferencia mecánica de carga (Fig 39). La figura 39a presenta mediciones de presión de poro en *arcilla sedimentaria blanda* ($q_c/\sigma'_{vo} \approx 5$), usando dos conos con el filtro localizado en la punta. Las diferencias en las mediciones de presión de poro son de alrededor de 30 %, reflejo probablemente de una influencia diferente en la compresión del filtro y la transferencia de carga. Una comparación similar se da en la figura 39b que muestra resultados obtenidos en una *arcilla rígida preconsolidada* ($q_c/\sigma'_{vo} \approx 35$). En este caso la compresión del filtro afecta la medición de presión de poro a través del filtro cónico, haciendo erráticos los valores de u . En los dos casos de la figura 39 el elemento filtrante es de acero inoxidable en la punta con una mezcla de carbón y silicio en la cara, ambos saturados con aceite.

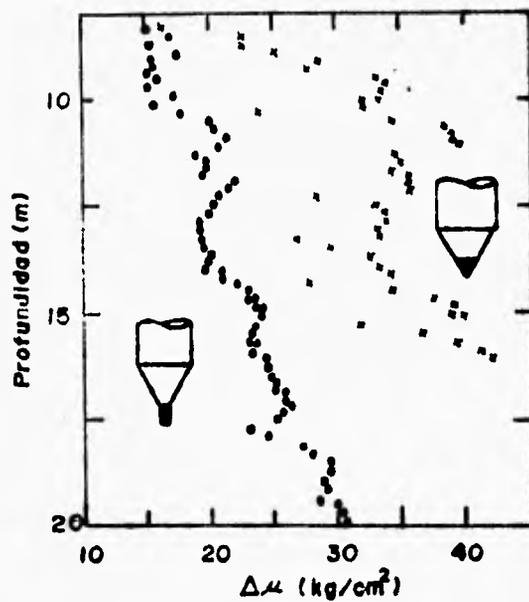
Cuando el filtro se localiza justamente detrás de la punta es importante que su diámetro no sea más pequeño que el diámetro del cono ya que puede provocar la formación de un pequeño hueco y consecuente la pérdida de saturación del filtro o quede material embadurnado sin que pueda desprenderse durante la penetración, obteniéndose datos equivocados.

Arcilla sedimentaria blanda $q_c/\sigma'_{v0} \approx 5$



(a)

Arcilla preconsolidada rígida $q_c/\sigma'_{v0} \approx 35$



(b)

Fig 39 Comparación de respuesta en la medición de u para diferente localización y forma del elemento poroso

Generalmente se reconoce la importancia de la transferencia mecánica de carga, la compresión del filtro así como la abrasión y obstrucción de poros por lo que la selección del filtro y del fluido de

saturación dependerá de la localización del elemento poroso y del tipo de suelo. El costo del filtro puede ser algunas veces un factor importante en la selección de un piezocono ya que es recomendable cambiarlo después de cada sondeo a causa del desgaste que provocan los factores mencionados.

VI.3. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Son realmente pocas las diferencias en los procedimientos para ejecutar sondeos CPT y CPTU, excepto lo relacionado a saturación, velocidad de penetración y pausas en la penetración en estos últimos.

Saturación. Se ha comprobado que la saturación del piezocono es esencial en la medición de presión de poro (Ref 4, 11 y 12). La respuesta de presión de poro puede ser lenta e incorrecta por un mal procedimiento de saturación. El valor máximo de presión de poro y el tiempo de disipación, cuando existe aire atrapado en el elemento sensor especialmente en suelos blandos o de baja permeabilidad, dependen del grado de saturación del piezocono. El procedimiento de saturación generalmente consiste de los siguientes pasos:

- a) desairear el filtro
- b) desairear el cono
- c) armar los elementos del cono y filtro
- d) proteger el sistema durante el manejo y penetración en suelos no saturados

En las primeras pruebas de medición con piezocono era común desairear el filtro y el cono pasando por agua al sistema completamente armado, pero esto reduce la vida del cono, generalmente debido a efectos de corrosión.

Actualmente la saturación del filtro se hace en el laboratorio por medio de alto vacío, dejando el piezocono en el fluido de saturación de 3 a 24 horas. La práctica de la University of British Columbia (UBC) consiste en colocar el filtro en glicerina caliente en un pequeño recipiente de alto vacío, después de varias horas de vibración, la glicerina incrementa su temperatura reduciendo su viscosidad y mejorando la saturación. Finalmente, el filtro se traslada al sitio en un pequeño recipiente con glicerina. Existen procedimientos similares adoptados por muchos operadores de CPTU usando diferentes fluidos de saturación.

Los vacíos en el cono pueden desalojarse haciendo circular un líquido, generalmente el mismo que se utiliza en la saturación de los elementos. La técnica de saturación depende del diseño del cono pero, de ser posible, se sugiere que el cono y el filtro se acoplen inmersos en el fluido de saturación.

El siguiente paso después de la preparación del cono y su ensamble, es el hincado y penetración. Algunas veces se utiliza una membrana plástica delgada en la pared del cono o

contenedor para evitar que entre aire. Para evitar la ruptura de la membrana se hace una pequeña perforación en el suelo usando un cono postizo de mayor diámetro que el piezocono, la dimensión depende de las circunstancias y estratigrafía del suelo. La perforación hasta el nivel de agua no siempre es necesaria si el filtro y el fluido de saturación tienen un alto valor de entrada de aire para prevenir la pérdida de saturación.

Una de las mayores dificultades en la prueba de piezocono es la evaluación de la saturación, siendo muy difícil revisarla; desafortunadamente, muchas veces la verificación resulta cuestionable ya que durante el manejo o transcurso de la penetración una pequeña cantidad de aire atrapada puede incrementar drásticamente la compresibilidad del sistema. Generalmente la saturación se evalúa revisando cuidadosamente los datos de la presión de poro durante el sondeo (Ref 4, 11 y 12). En ocasiones, la respuesta de presión de poro en piezoconos mal saturados es lenta y en suelos estratificados llega a ser nula.

La saturación es muy importante en estratos superficiales donde la presión de poro en equilibrio (u_0) es muy baja. Una vez que la penetración continúa bajo el nivel freático hasta alcanzar profundidades iguales o mayores de 5 m, no es difícil mantener la saturación.

Velocidad de penetración. La velocidad estándar de penetración en CPTU es 2 cm/s, para penetración en medios granulares como arena limpia y materiales ordinarios. Esta velocidad permite disipar la presión de poro casi tan rápido como se genera por lo que se dice que la penetración ocurre en *condiciones drenadas*. La penetración en suelos granulares finos y arcilla sedimentaria, por su baja permeabilidad, se presenta en *condiciones no drenadas*.

En la ejecución de una prueba CPT, la velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, la norma ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico, propone de 1 a 2 cm/s \pm 25% (Ref 13). Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque con esta velocidad se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente mayores de q_c . Es importante mantener constante la velocidad de penetración durante la prueba. En las capas duras el cono pierde velocidad de penetración y al pasarlas se acelera y estos cambios de velocidad deben reducirse al máximo (Ref 14).

Cuando la penetración es predominantemente no drenada, la correcta interpretación de los datos de presión de poro requieren algunos antecedentes como el límite superior de permeabilidad, el cual depende de la compresibilidad y esfuerzos en el suelo, tamaño del cono, y tamaño y localización del elemento poroso. Para un cono estándar con área en su punta de 10 cm² y elemento poroso de 5 mm de espesor localizado detrás de la punta, el límite superior usual para la permeabilidad del suelo en penetración no drenada (a 2 cm/s) es del orden de 1×10^{-7} m/s (suelos prácticamente impermeables).

En pruebas parcialmente drenadas se obtienen respuestas adecuadas en suelos con permeabilidades dentro del rango de 1×10^{-4} m/s a 1×10^{-7} m/s (arena fina sedimentaria). Para permeabilidades de alrededor de 1×10^{-4} m/s la penetración se acerca más a la condición drenada. Estos valores son aproximados pero se han confirmado mediante observaciones de campo. Velocidades de penetración mayores de 2 cm/s y menores a 0.2 cm/s resultan imprácticas.

Disipación de presión de poro. La penetración del piezocono generalmente se realiza mediante barras de acero acopladas en intervalos de 1 m de longitud. Este procedimiento genera pausas durante la penetración, de 15 a 90 segundos, que tienden a disipar los excesos de presión de poro. La velocidad de disipación depende de la compresibilidad y permeabilidad del suelo (grado de consolidación). Por lo que cuando se tienen los datos de la prueba CPTU es importante identificar cualquier movimiento o pausa durante la penetración.

Generalmente, durante la medición de disipación, las barras de hincado quedan ligadas a la torre de la máquina perforadora. Así, la torre detiene el movimiento de las barras de hincado y la punta del cono no continuará con el movimiento por el peso de las barras. La tendencia de las barras a hundirse por peso propio en el suelo, puede ser el factor que modifique más significativamente los esfuerzos totales en el suelo alrededor de la punta y también influya en la velocidad de disipación. Los cambios de esfuerzos totales inducidos por el peso propio de la barra influyen en la medición de la presión de poro cuando el piezo-elemento está localizado en la punta, con el piezo-elemento detrás de la punta no se hace necesario afianzar las barras. En la figura 40 se muestra un ejemplo del efecto de las descargas en el registro de disipación de presión en un suelo sedimentario blando.

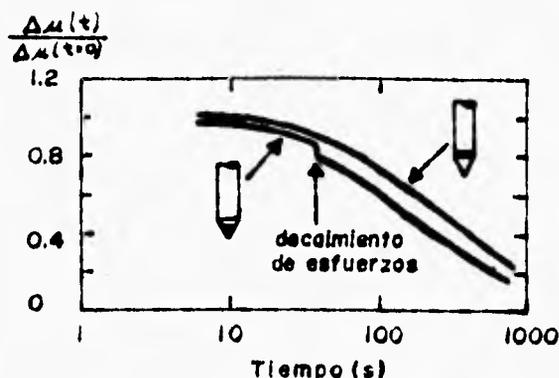


Fig 40 Influencia de la liberación de carga en las barras de hincado durante una prueba de disipación

La disipación de exceso de presión de poro durante una pausa en la penetración puede proporcionar información importante sobre las condiciones de drenaje, la permeabilidad del suelo y, si se permite una completa disipación, sobre el valor de la presión de poro en equilibrio (u_0).

Algunas veces se utiliza un período fijo de disipación para cada estrato del suelo y en ocasiones la disipación se continúa en un porcentaje predeterminado de la presión hidrostática. Un tiempo comúnmente usado t_{50} conocido como el *tiempo necesario para registrar una disipación a la mitad del exceso de presión de poro*.

VI.4. INTERPRETACION DE RESULTADOS

Antes de interpretar los datos de una prueba CPTU es importante tener en cuenta los errores potenciales que induce cada elemento del piezocono, especialmente los relacionados con su diseño y procedimiento de medición.

El piezocono permite corregir algunos de los datos medidos, principalmente los errores inducidos por esfuerzos no balanceados causados por la presión de agua actuante en áreas desiguales de la punta del cono por un mal diseño o construcción.

Correcciones. La presión de agua puede actuar detrás de la punta del cono y en los extremos de la funda de fricción (Fig 41); los esfuerzos del agua pueden influir en la medición de resistencia de punta (q_c) y fricción lateral (f_s), dando valores que no representan realmente el esfuerzo total de resistencia a la penetración en el suelo. Este error normalmente se corrige en los valores de q_c mediante el efecto de la presión de poro, usando la siguiente relación (Ref 3 y 15):

$$q_T = q_c + u (1 - a) \quad (16)$$

donde:

- q_T *resistencia total en la punta del cono, corregida por efectos de presión de poro*
- u *presión de poro generada inmediatamente detrás de la punta del cono*
- a *relación de área neta (Fig 41)*

Una manera de determinar la relación de área neta (a) es usando un vaso calibrado o tubo que contenga un fluido, diseñado para contener el cono y aplicar presión de aire o agua alrededor de él. Con curvas como las de la figura 42, se obtiene el valor de a .

El valor de relación de área neta (a) para muchos conos está en el rango de 0.90 a 0.60, pero algunas veces esta resulta baja, por ejemplo 0.38 (Fig 42). La corrección es muy significativa en arcillas blandas donde los valores altos de presión de poro (u) y la baja resistencia de punta del cono (q_c) conducen a una situación de desperfecto físico, porque u resulta mayor a q_c .

Las correlaciones desarrolladas, para obtener propiedades del suelo a partir de q_c , como la *resistencia no drenada al esfuerzo cortante* (s_u), dependen del diseño del cono. Una manera de corregir datos de la funda de fricción es utilizando un cono con áreas iguales en los extremos de la funda.

Localización del elemento poroso. Algunos operadores e investigadores de CPTU utilizan conos que miden la presión de poro en la superficie de la punta, sugiriendo utilizar factores de correlación para hacer la medición equivalente con aquellas que son tomadas inmediatamente detrás de la punta del cono. La relación entre presión de poro tomada en la cara del cono y la presión de poro detrás de la punta es generalmente de 1.2; es decir, la presión de poro en la cara del cono se debe tomar como 20% mayor que la medida inmediatamente detrás de la punta. Existen mediciones

(Ref 16 a 18) que muestran que la relación de 1.2 es generalmente correcta sólo en suelos blandos, como arcillas normalmente consolidadas.

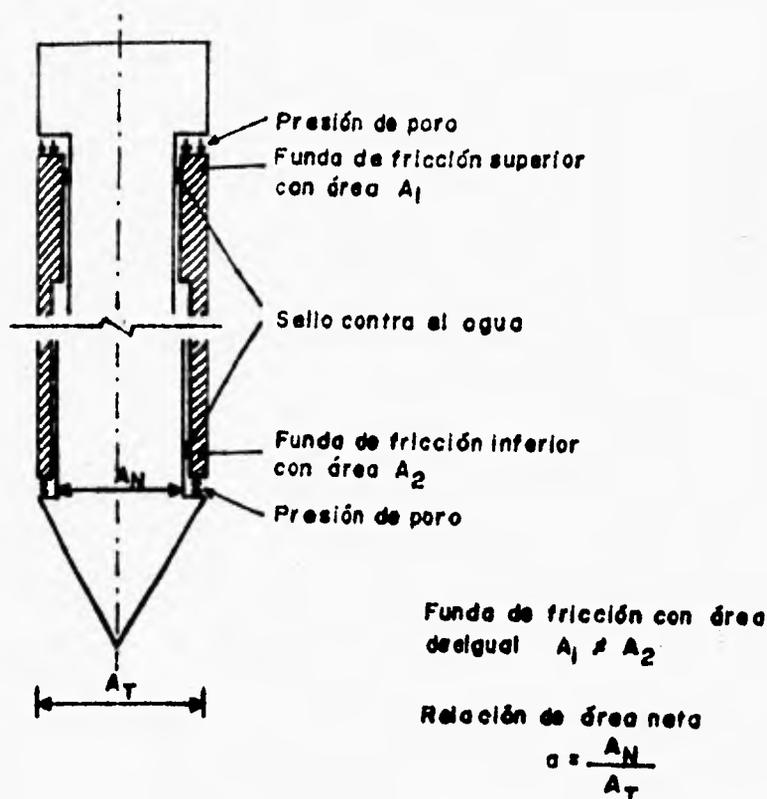


Fig 41 Corrección por área desigual en los extremos de la funda de fricción

En suelos duros, preconsolidados, cementados o arcillosos, la presión de poro registrada en la cara de la punta generalmente es mayor a la medida inmediatamente detrás de la punta. Es por esto, que para un correcto comportamiento del cono, la presión de poro debe medirse detrás de la punta.

Al hincarse el cono en el suelo, el embadurnado de la punta puede cambiar la relación de área neta; además, la distribución de presión de poro alrededor del cono cambia de tal forma que la relación de área neta no siempre se mantiene, especialmente para los conos en forma de bulbo. Este error es significativamente pequeño comparado con el error por no aplicar corrección alguna.

La presión de poro se genera, en suelos saturados, por cambios en los esfuerzos normal y cortante; si están sujetos únicamente a esfuerzos cortantes, la presión de poro puede ser positiva o negativa, dependiendo de la contracción o dilatación del suelo.

Durante la penetración, los esfuerzos normal y cortante son más altos en la cara del cono, generalmente como resultado de la alta presión de poro positiva en suelos de granulometría fina (Ref 17). Así, a medida que un elemento de suelo pasa por detrás de la punta, esta genera un pequeño

esfuerzo decreciente, resultado de una reducción del esfuerzo normal total. Este alivio de esfuerzos puede ser muy grande en suelos arenosos y arcillas rígidas (Ref 19), debido a efectos de arqueo, y menor en suelos arcillosos blandos. Por lo tanto, las mediciones de presión de poro en la cara del cono dependen de los esfuerzos normal y cortante, mientras que las mediciones de presión de poro inmediatamente detrás de la punta tienden a ser influenciadas por esfuerzos cortantes altos.

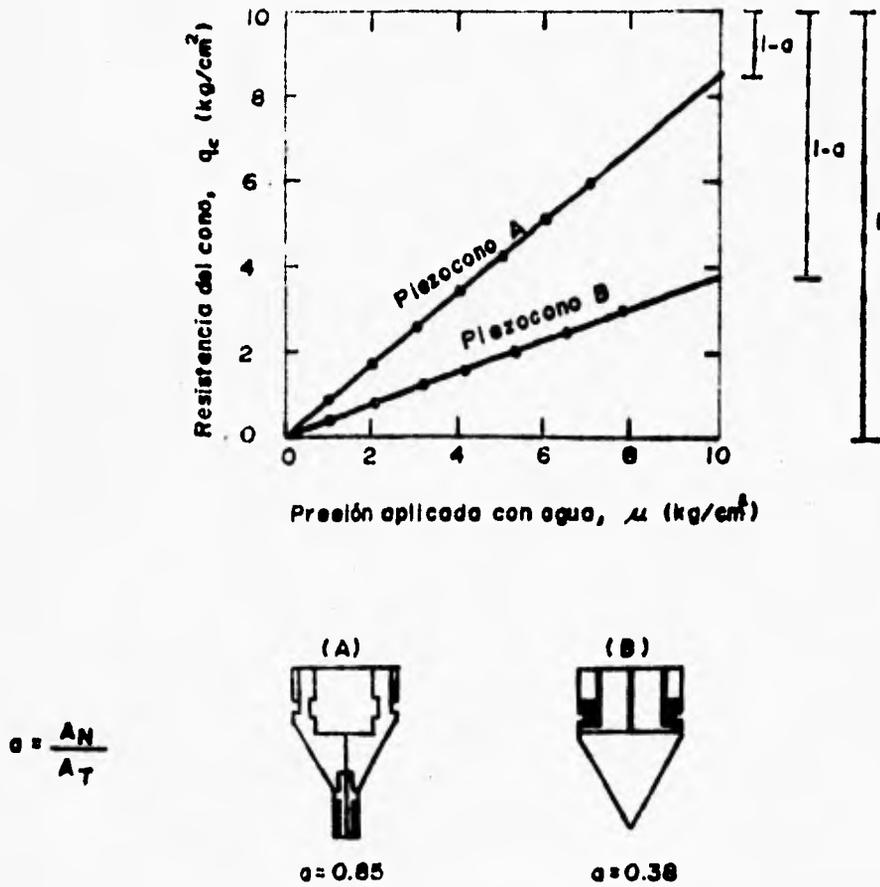


Fig 42 Corrección por área desigual en los extremos de la funda de fricción para dos tipos de piezoconos

Perfil del suelo. La principal aplicación de los datos de CPTU es para perfiles estratigráficos del subsuelo. Tradicionalmente, la clasificación del suelo con base en datos de una prueba CPT se relaciona con la resistencia medida en ésta (q_c) y con la *relación de fricción* ($FR = f_s/q_c \cdot 100\%$). Se han desarrollado cartas de clasificación para usar los datos básicos del CPT. Los perfiles en suelos arenosos generalmente tienen alta respuesta a la penetración del cono y por lo tanto bajas relaciones de fricción; en cambio, los suelos arcillosos tienen baja respuesta del cono y altas relaciones de fricción. La medición en la funda de fricción algunas veces resulta inexacta y menos confiable que la resistencia de punta. Los conos de diferentes diseños a menudo proporcionan resultados variables en

la funda de fricción (Ref 18); esta variabilidad es consecuencia de diferencias en el diseño mecánico y eléctrico de la funda de fricción, como puede ser el tener áreas desiguales en los extremos.

Inicialmente, se consideraba que la medición de presión de poro en la punta del cono daba mejores resultados para suelos estratificados, siendo entonces en estas zonas donde la respuesta de la presión de poro sería máxima. Actualmente se tienen argumentos (Ref 15, 17 y 20) para localizar el elemento filtrante justamente detrás de la punta del cono; algunos son:

- a) el elemento poroso sufre menos daños por compresión y abrasión
- b) los datos registrados dependen menos de la compresión del elemento
- c) su posición facilita las correcciones por áreas desiguales en los extremos de la funda de fricción
- d) se detalla mejor la estratigrafía

Para superar los problemas asociados con las mediciones en la funda de fricción, algunas cartas tienen opciones de clasificación basadas en q_c o q_T y u (Ref 8, 21 y 22).

La carta de Senneset y Janbu (Ref 22), mostrada en la figura 43, utiliza el parámetro de *relación de presión de poro* (B_q) definido como:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_{vo}} \quad (17)$$

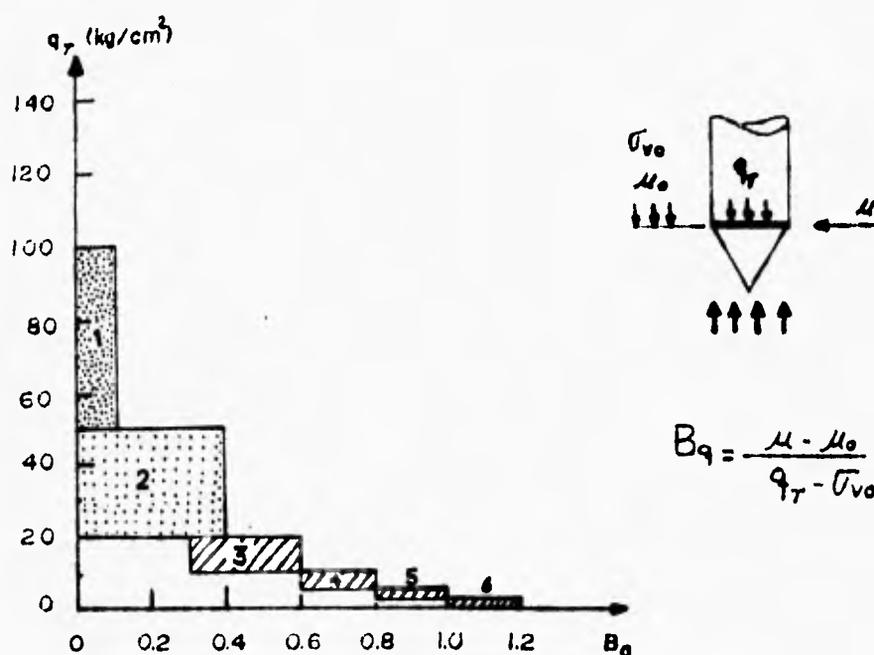
donde:

- Δu *exceso de presión de poro ($u-u_0$)*
- q_T *resistencia total en la punta del cono, corregida por efectos de presión de poro*
- σ_{vo} *esfuerzo vertical total*

La carta original de Senneset y Janbu usa q_c , que generalmente se corrige en la misma carta. La corrección sólo es significativa en suelos blandos y de grano fino, donde q_c es pequeña y Δu muy grande. Esta carta, modificada para usar q_T , se basa en la medición de presión de poro inmediatamente detrás de la punta del cono.

Experiencias recientes muestran que la historia de esfuerzos, la sensibilidad y la rigidez influyen en las mediciones de presión de poro. Se ha demostrado que es posible registrar presiones de poro detrás de la punta, menores a las presiones de poro en equilibrio estático (u_0) en suelos preconsolidados (Ref 18, 23 y 24); es decir, Δu puede ser negativo en algunos suelos. La posibilidad de que aparezca un Δu negativo se incorpora en la carta de clasificación propuesta por Jones y Rust (Ref 21), mostrada en la figura 44, la cual define zonas para varios tipos de suelos y comprende los mismos parámetros usados para definir B_q ; desde luego, la medición de u agrega una dimensión extra para la clasificación del suelo. Aunque la clasificación no siempre es confiable si se basa únicamente en q_T o q_c y B_q , al igual que q_T o q_c y FR ; razón por la que es mejor utilizar todos los datos de la

prueba (q_T , u , f_s) en la forma de q_T , B_q y FR como sugiere Robertson (Ref 24) y se muestra en la figura 45.



Clasificación:

- 1 Arena densa
- 2 Arena medianamente suelta
- 3 Arcilla sedimentaria rígida
- 4 Arcilla medianamente rígida
- 5 Arcilla blanda
- 6 Arcilla muy blanda

Fig 43 Carta de clasificación de suelos propuesta por Senneset y Janbu

Las cartas de las figuras 43, 44 y 45 dan información general y deberán usarse como guía para definir propiedades del suelo basados en datos de CPTU. Es recomendable desarrollar correlaciones en forma local o regional mediante otras cartas de clasificación donde se consideren factores como historia de esfuerzos, rigidez, compresibilidad, fisuramiento y cementación, los cuales influyen de manera importante en la clasificación del suelo.

Ocasionalmente los suelos pueden tener diferente clasificación en cartas distintas; en estos casos será necesario el juicio de quien clasifique conforme al tipo y propiedades del suelo. A menudo la razón y forma por la que se disipan los excesos de presión de poro durante una pausa en la penetración del cono ayudará en la clasificación.

Por ejemplo, un suelo puede tener los siguientes parámetros en CPTU: $q_T = 10 \text{ kg/cm}^2$, $FR = 4\%$, $B_q = 0.1$; este se clasificará como arcilla en la carta con FR (Fig 45) y como arcilla sedimentaria

en la carta con B_q . Si la disipación de presión de poro es muy lenta esta característica se añade para clasificarla como arcilla. Si la disipación es rápida ($t_{50} < 60$ s) el suelo puede ser más parecido a un sedimento limoso o posiblemente una arena arcillosa.

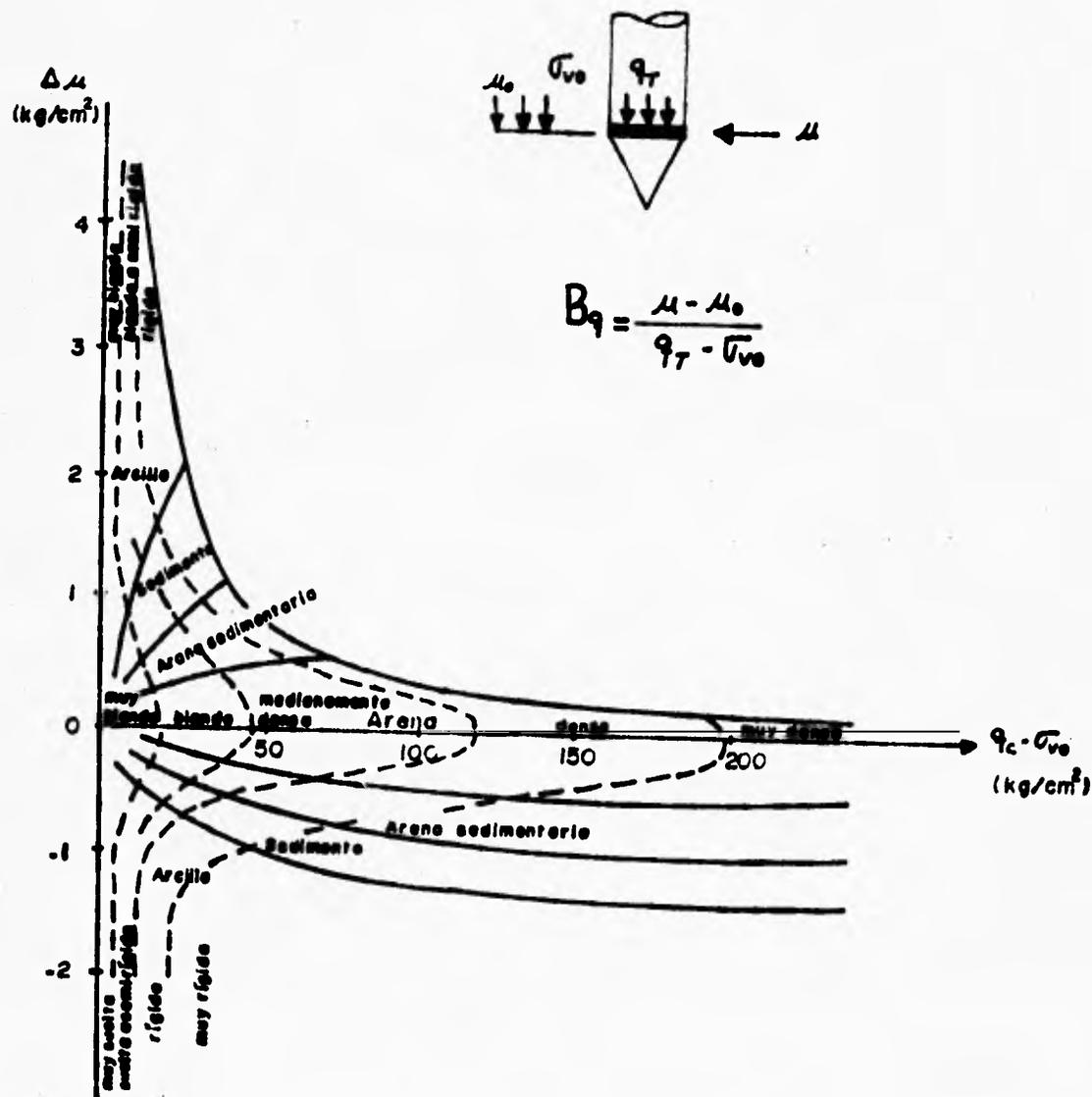


Fig 44 Carta de clasificación de suelos propuesta por Jonest y Rust

En arcilla rígida, preconsolidada, la presión de poro detrás de la punta puede ser muy baja en comparación con la alta presión de poro en la superficie de la punta. Cuando se detiene la penetración, el registro de presión de poro inmediatamente detrás de la punta puede inicialmente

elevante antes de alcanzar la presión de poro en equilibrio (u_0), el aumento puede ser causado por equilibrio local de la alta presión de poro en la parte cercana a la superficie del cono; una mala saturación puede ser la causa de respuestas similares (Ref 23).

Un problema adicional que se presenta al usar las cartas de clasificación existentes, es que los suelos pueden cambiar su clasificación aparente cuando el cono incrementa la profundidad. Esto se debe a que q_T , u y f_s tienden a aumentar cuando se incrementa el esfuerzo vertical total (σ_{vo}). Por ejemplo, en un depósito grueso de arcilla normalmente consolidada, el cono incrementa linealmente su resistencia con la profundidad (Ref 14), dando lugar, en ocasiones, a un aparente cambio en la clasificación del suelo.

Existen cartas de clasificación basadas únicamente en datos obtenidos con CPT a profundidades menores de 30 m. Para datos de CPT con profundidades significativamente grandes, mayores de 30 m, puede haber algún error al utilizarlas.

Se han hecho intentos para normalizar los datos de cono con los *esfuerzos verticales efectivos*, σ'_{vo} (Ref 25 a 28). Olsen y Farr (Ref 28) utilizan diferentes métodos de normalización para suelos arenosos y arcillosos, pero estos generan un complejo proceso iterativo de interpretación que requiere un programa de computadora.

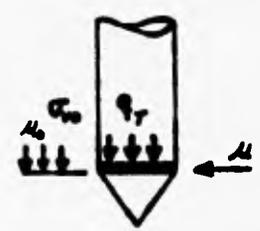
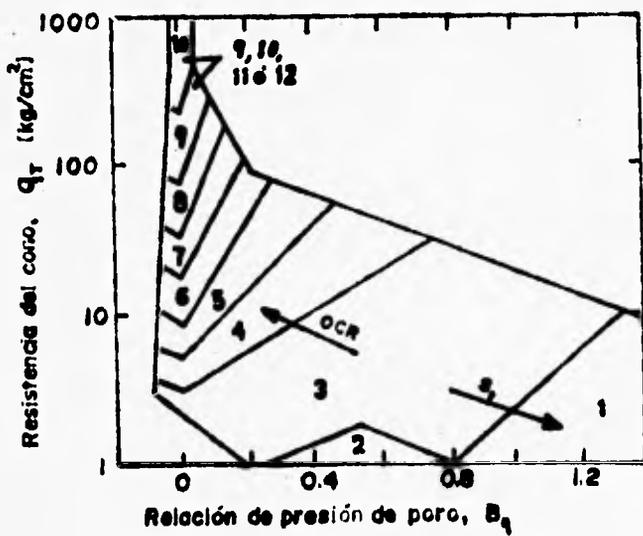
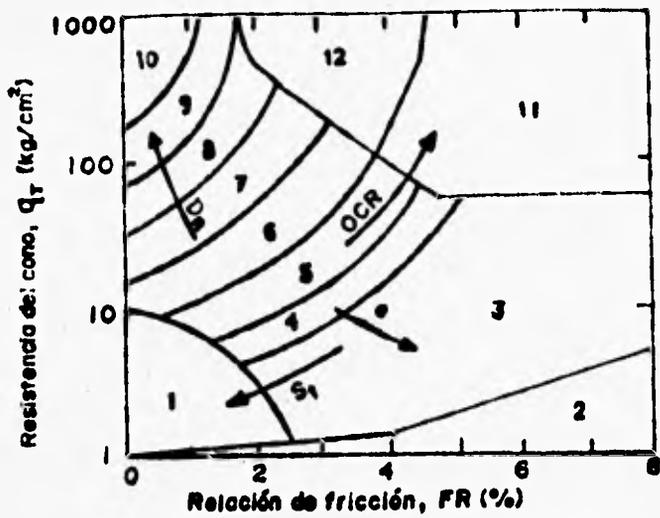
En teoría, cualquier tipo de normalización deberá considerar los cambios en los esfuerzos horizontales; esto puede realizarse usando el *esfuerzo octaédrico* (σ'_m), donde:

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} \sigma_{vo} (1 + 2 K_o) \quad (18)$$

En la práctica, esto tiene poco provecho si no existe un previo conocimiento de los esfuerzos horizontales in-situ (K_o , *coeficiente de empuje en reposo*). La normalización de datos de CPT evitará algunos de los problemas asociados con variaciones de q_T con la densidad del suelo. Por ejemplo, una arena limpia muy suelta puede clasificarse como un sedimento arenoso debido al bajo valor de q_T . Los intentos para normalizar la carta $q_T - B_q$ (Fig 45), han tenido poco éxito pues no permite distinguir entre una arcilla altamente preconsolidada y un sedimento arenoso normalmente consolidado, únicamente a partir de datos de q_T y B_q .

Suelos estratificados. Las diferentes respuestas de q_c y u durante la penetración, ayudarán en la identificación y clasificación de suelos estratificados, debido a que las propiedades del suelo influyen delante y detrás de la punta del cono.

Una ventaja del CPTU es que el elemento filtrante responde a la presión de poro, de acuerdo con el tipo de suelo, en su área inmediata. Torstensson (Ref 29) propone usar elementos filtrantes delgados (2.5 mm) localizados inmediatamente detrás de la punta del cono para la identificación de capas muy delgadas de sedimento o arena intercaladas en depósitos de arcilla.



$$B_q = \frac{\mu - \mu_0}{q_r - \sigma_{vo}}$$

Clasificación:

Zona	Tipo de suelo
1	Sensiblemente de grano fino
2	Materia orgánica
3	Arcilla
4	Arcilla a arcilla sedimentaria
5	Arcilla sedimentaria
6	Arcilla sedimentaria a Arena sedimentaria
7	Arena sedimentaria
8	Arena sedimentaria a Arena
9	Arena
10	Arena a Arena gravosa
11	Grano fino muy rígido *
12	Arena arcillosa a Arena *

* Preconsolidada o cementada

Fig 45 Carta del tipo de comportamiento del suelo, propuesta por Robertson

Generalmente, la respuesta de un piezocono correctamente saturado es bastante rápida para registrar cambios en la presión de poro en un período de 0.25 s o menos. Esto corresponde a capas de aproximadamente 5 mm o menos a la velocidad de penetración de 2 cm/s.

Esfuerzos en suelos no drenados. La interpretación del estado de esfuerzos en el suelo depende de las condiciones de drenaje; generalmente la resistencia no drenada al *esfuerzo cortante* (s_u) se determina a partir de la resistencia a la penetración no drenada. Investigadores como Baligh (Ref 8), Lunne y Kleven (Ref 30), Jamiolkowski (Ref 31), y Robertson (Ref 24), han obtenido datos de s_u mediante CPT y CPTU. Desafortunadamente la evaluación es complicada porque este factor no es un parámetro único ya que depende del tipo de medición (trayectoria de esfuerzos), relación de esfuerzos y orientación de los planos de falla (Ref 32).

En ocasiones, s_u se estima mediante correlaciones de resistencia de punta del cono (q_c), como la siguiente:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \quad (19)$$

donde N_K es un *factor empírico de resistencia del cono* y σ_o es generalmente tomado como el *esfuerzo vertical efectivo* (σ_{vo}). Actualmente, con la resistencia de cono corregida (q_T), el factor de resistencia del cono cambia, teniéndose (Ref 33):

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{KT}} \quad (20)$$

desafortunadamente, N_{KT} varía entre 4 y 30, dependiendo de factores como historia de esfuerzos, rigidez y fisuramiento (fisuras aparentes a la vista).

Senneset (Ref 34), sugiere el uso de datos de CPTU usando la *resistencia efectiva de cono* (q_E), para determinar s_u ; q_E se define como:

$$q_E = q_c - u \quad (21)$$

donde u es la presión de poro medida inmediatamente detrás de la punta del cono.

Robertson y Campanella (Ref 35), redefinen el comportamiento del cono usando la resistencia corregida del cono (q_T). La desventaja de usar la resistencia efectiva del cono (q_E), depende de la confiabilidad con la que esta pueda determinarse. En arcillas blandas normalmente consolidadas, la presión de poro (u) medida inmediatamente detrás de la punta es frecuentemente 90% o más de la resistencia de punta (q_c). Además cuando q_c es corregida a q_T , la diferencia entre q_T y u es a menudo muy pequeña. De este modo, q_E tiene un valor muy pequeño y es por lo tanto sensible a los pequeños errores en las mediciones de q_c . Los problemas de precisión y los efectos de presión de poro, asociados con la medición de resistencia del cono en arcillas blandas, explican algunas de las diferencias en datos concernientes a los factores de cono N_K y N_{KT} .

Existen algunas relaciones entre *excesos de presión de poro* (Δu) y la resistencia no drenada al esfuerzo cortante (s_u) basadas en aproximaciones teóricas o semi-teóricas que utilizan la teoría de la expansión de cavidades (Ref 11, 14, 16, 36 a 39) como:

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (22)$$

donde el *factor de presión de poro* $N_{\Delta u}$ varía entre 2 y 20.

La solución semi-empírica propuesta por Massarch y Broms en la figura 46 (Ref 39), se basa en la teoría de expansión de cavidades e incluye los efectos de preconsolidación al usar el *parámetro de presión de poro de Skempton* (A_f). Los valores de A_f se pueden estimar en forma aproximada en la tabla VI.1, quedando claro que un valor conocido como el *módulo de cortante* (G) o *índice de plasticidad* (IP) ayudan también a la estimación de la resistencia no drenada al esfuerzo cortante (s_u).

TABLA VI.1 Parámetros de presión de poro (A_f) de Skempton.

Arcillas saturadas	A_f
Muy sensibles a cambios	1.5 - 3.0
Normalmente consolidadas	0.7 - 1.3
Ligeramente consolidadas	0.3 - 0.7
Sumamente consolidadas	-0.5 - 0.0

Si la presión de poro se mide inmediatamente detrás de la punta del cono, las mediciones no alcanzarán el valor que predice la teoría de expansión de cavidades. De este modo, la estimación de s_u utilizando la carta de la figura 46a suponiendo que la presión de poro se mide detrás de la punta, será ligeramente mayor. Cuando la presión de poro es baja o negativa, y esta se mide detrás de la punta en arcillas altamente preconsolidadas ($-0.5 < A_f < 0$), las cartas no son recomendables.

Aunque las cartas de la figura 46 están basadas en la teoría de la expansión de cavidades, son básicamente semi-empíricas, la ventaja de usarlas es que proporcionan una guía para seleccionar correctamente el factor de presión de poro ($N_{\Delta u}$). Las cartas muestran que el factor $N_{\Delta u}$ varía con la *relación de preconsolidación* (OCR). Lunne (Ref 33) y Robertson (Ref 24) muestran que $N_{\Delta u}$ varía también con la relación de presión de poro (B_q) para diferentes suelos de grano fino, como se muestra en la figura 47.

Es importante notar que los datos de CPTU proporcionan un perfil continuo de resistencia del suelo y pueden utilizarse en correlaciones directas para diseño de cimentaciones.

Esfuerzos en suelos drenados. Senneset (Ref 34) sugiere utilizar datos de CPTU para determinar *parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos drenados* (c' , ϕ'); este método se basa en la teoría de capacidad de carga y, tal como algunos métodos para determinar parámetros drenados con

el cono de penetración en condición no drenada, puede estar sujeto a muchas incertidumbres. Un problema importante, que no fue tratado por Senneset (Ref 34), es la localización del elemento poroso, pues su posición influye notablemente en los valores medidos de la presión de poro.

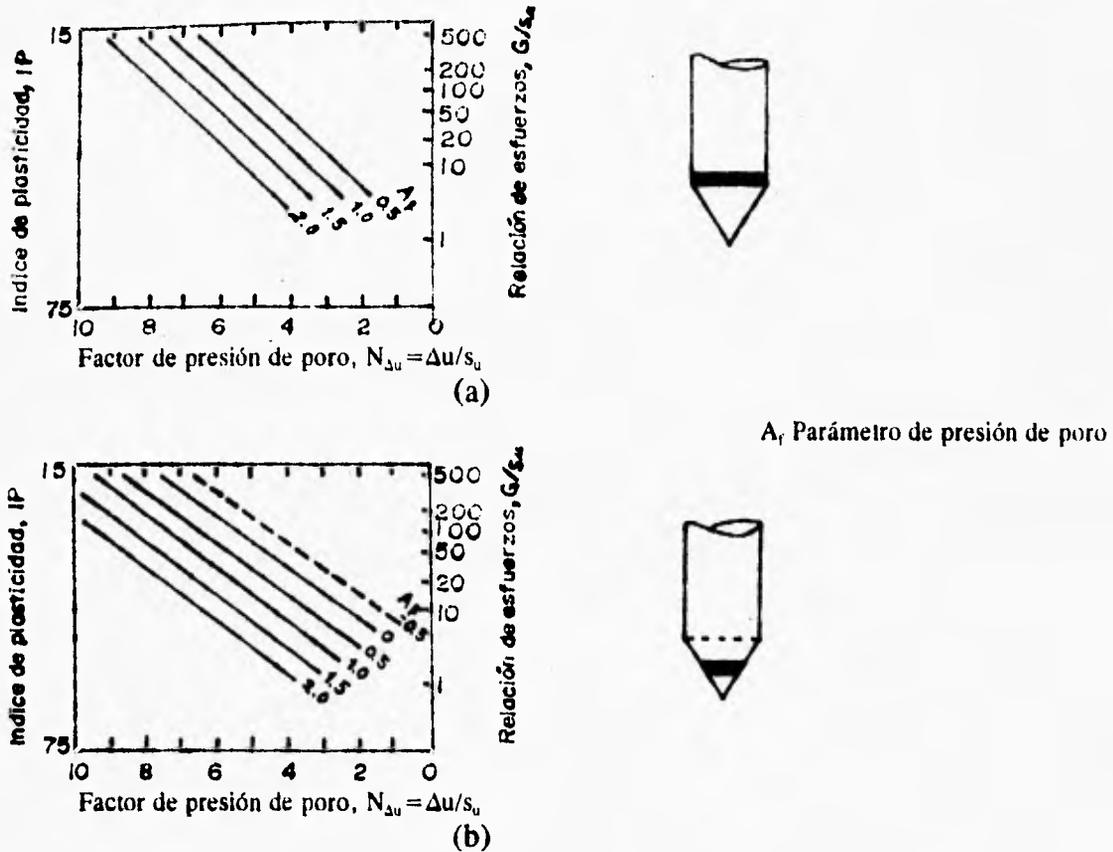


Fig 46 Cartas para la obtención de s_u del exceso de presión de poro (Δu)

Keaveny y Mitchell (Ref 40) presentan un método alternativo para determinar parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos con los datos de CPTU. Su método utiliza correlaciones empíricas para estimar OCR, A_r y K_0 , y utilizan el método de expansión de cavidades de Vésic (Ref 36) para estimar s_u . Hacen combinaciones para estimar los esfuerzos efectivos a la falla, las cuales pueden alternarse con s_u proporcionando los parámetros de resistencia en esfuerzos efectivos drenados (c' , ϕ'). Keaveny y Mitchell reportan buenos resultados en arcillas sedimentarias preconsolidadas pero tienen resultados pobres en arcillas normalmente consolidadas. Este método proporciona una aproximación razonable, aún para diferentes localizaciones del elemento poroso, aunque dependen de correlaciones empíricas simplificadas para estimar OCR, A_r y al índice de rigidez ($I_r = G/s_u$).

Actualmente, se considera que el estado de conocimientos técnicos no alcanza para definir confiablemente los parámetros de resistencia drenada desde los datos de una prueba CPTU.

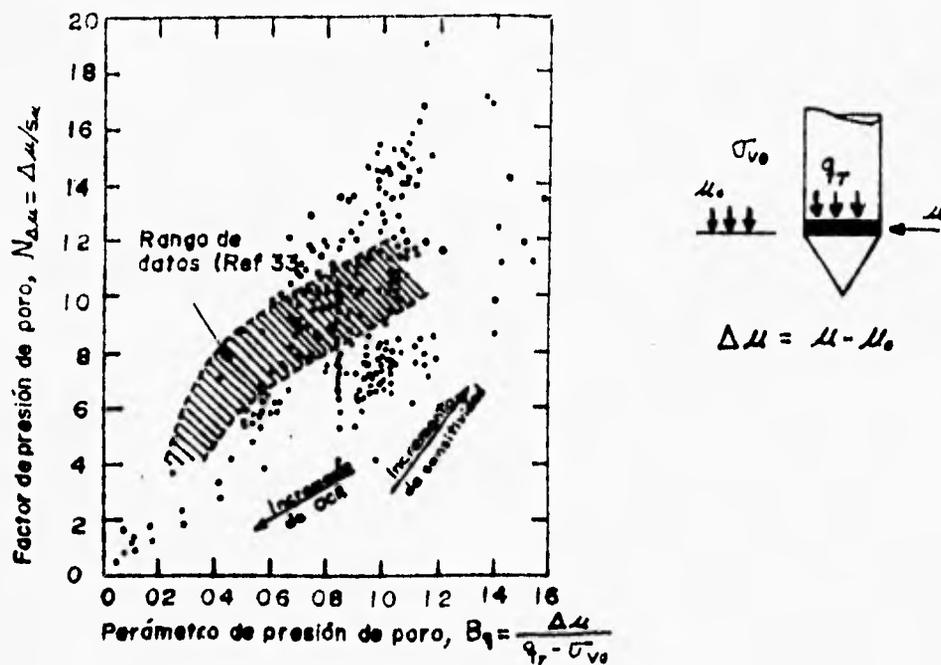


Fig 47 Factor de presión de poro ($N_{\Delta u}$) vs Parámetro de presión de poro (B_q)

Historia de esfuerzos. Baligh (Ref 8) considera que las mediciones durante la penetración del cono, en condición no drenada, reflejan la historia de esfuerzos en un depósito por lo que algunos métodos se han adecuado para correlacionar los parámetros de presión de poro (u) y la relación de preconsolidación (OCR).

Las correlaciones muestran que las relaciones existentes entre u y OCR, dependen del grado de preconsolidación, tipo de suelo y heterogeneidad local (Ref 9 y 24).

Características de flujo. En los últimos diez años, se ha puesto especial atención al análisis de mediciones de disipación de presión de poro mediante CPTU (Ref 37 y 41). Una medición de disipación consiste en detener la penetración del cono y monitorear el decaimiento del exceso de presión de poro (Δu) con el tiempo. Con estos datos se puede obtener un valor aproximado del *coeficiente de consolidación en la dirección horizontal* (c_h). Los aspectos más relevantes de esta prueba son:

- a) la disipación depende del coeficiente de consolidación horizontal (c_h)
- b) la consolidación tiene lugar predominantemente en el modo de recompresión, especialmente para disipaciones menores al 50% de la disipación total
- c) la distribución inicial de excesos de presión de poro alrededor del cono tienen una influencia significativa en los procesos de disipación

Basándose en estos reportes, se recomienda evaluar c_h en pruebas de disipación con CPTU mediante el procedimiento siguiente:

- a) normalizar los excesos de presión de poro con tiempo logarítmico (Fig 48)
- b) comparar la curva de disipación medida con las curvas teóricas
- c) si las curvas son similares al modo calculado:

$$c_h = \frac{R^2 T}{t} \quad (23)$$

donde:

- T *factor teórico de tiempo* dado por la geometría de la punta, localización del elemento poroso e índice de rigidez del suelo (I_r)
t *tiempo para alcanzar el valor dado de $\Delta u(t)/\Delta u$*
R *radio del cono*

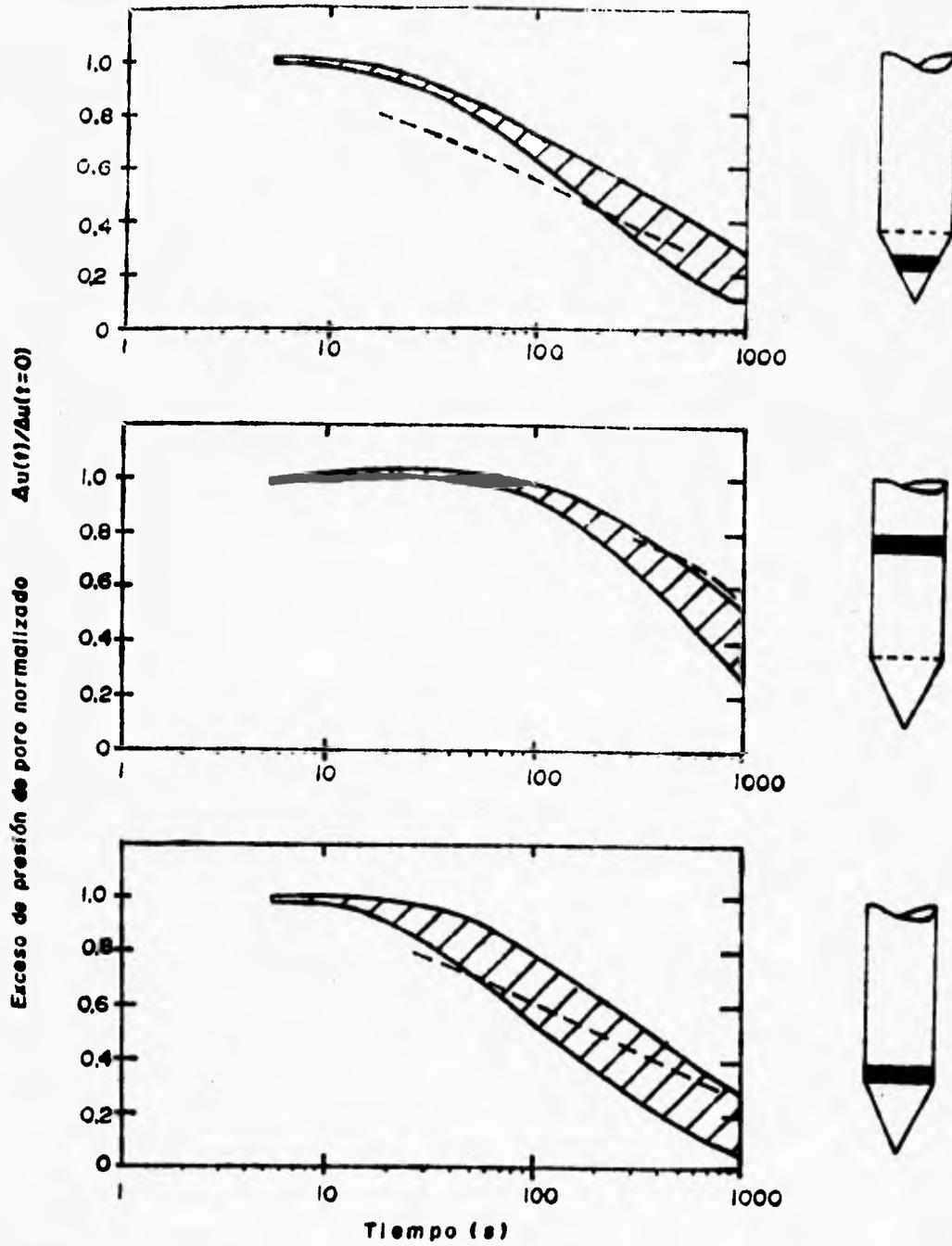
Dada la importancia del índice de rigidez (I_r), se sugiere el uso de un factor teórico normalizado de tiempo para tomar en cuenta las variaciones de I_r . En la figura 48 se muestran ejemplos de mediciones de disipación comparadas con la relación teórica de decaimiento; los datos fueron obtenidos en un sitio donde $OCR \approx 1.0$; y se observa la divergencia en el decaimiento de los valores teóricos para varias localizaciones del elemento poroso, de ahí que los valores calculados de c_h dependan del grado de disipación seleccionado y de la localización del elemento poroso.

Actualmente, debido a la dificultad para predecir la distribución inicial de excesos de presión de poro alrededor del cono en arcillas preconsolidadas ($OCR > 4$), las soluciones teóricas para estimar c_h con mediciones de disipación se limitan al caso de arcillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas ($OCR < 4$).

La interpretación de las mediciones de disipación resulta complicada por fenómenos como:

- a) la influencia en la disipación horizontal y vertical
- b) alteración del suelo durante la prueba
- c) incertidumbre sobre la distribución y cambios en los esfuerzos totales
- d) los suelos reales son en general, anisótropos y su comportamiento esfuerzo-deformación es no lineal
- e) heterogeneidad debida a la estratificación del suelo
- f) influencia de efectos estructurales como el fisuramiento

g) influencia por obturación y embadurnado del elemento filtrante



Simbología:

- Rango de resultados de 10 pruebas
- Piezocono con punta de 60°
- $c_h = 8 \text{ mm}^2/\text{s}$

Fig 48 Comparación entre curvas de disipación de presión de poro teórica y medida

A pesar de lo anterior, se considera que las mediciones de disipación son útiles para la estimación de propiedades de consolidación y trayectorias de drenaje. Estas mediciones también proporcionan información importante para el diseño de drenes verticales (Ref 11 y 24).

VI.5. EL PIEZOCONO EN LA PRACTICA

Un cuestionario enviado a más de 80 personas alrededor del mundo (Ref 42), para obtener información relacionada con la prueba CPTU, obtuvo los siguientes resultados:

- a) En el mundo hay más de 20 tipos diferentes de equipos para pruebas CPTU.
- b) Muchos de los equipos utilizan como estándar un cono de 60° con un área transversal de 10 cm^2 , con un eje de igual diámetro. Existen conos con área de 15 cm^2 , especialmente en la práctica costera.
- c) La localización del elemento poroso es variable (Fig 36). Aunque se ha mejorado el sistema con el elemento localizado inmediatamente detrás de la punta, algunos conos tienen varios elementos en sitios diferentes.
- d) Generalmente, la saturación del elemento poroso se realiza al vacío, utilizando agua, glicerina o aceite de silicón. En algunos lugares sumergen en agua los elementos, siendo al parecer el fluido de saturación menos común mientras que el aceite de silicón o glicerina son los más usuales.
- e) El procedimiento para la saturación del cono, una vez ensamblado, varía considerablemente. Generalmente, la saturación se realiza en campo usando una técnica de limpieza con agua, en un aparato especialmente diseñado o sumergiendo el sistema en agua.
- f) Estos procedimientos varían dependiendo de las condiciones geológicas locales; en ocasiones, se coloca una membrana especial sobre el cono, la cual lo protege una vez saturado.
- g) Es poco frecuente realizar mediciones especiales para verificar la saturación; la evaluación se basa únicamente en la revisión cuidadosa de los resultados del CPTU.
- h) Las mediciones de disipación no se realizan rutinariamente sino cuando se solicitan expresamente.
- i) El propósito principal de los datos de CPTU es mejorar el conocimiento sobre la estratigrafía en grandes extensiones.
- j) Algunos usuarios hacen correlaciones con q_c para corregir efectos por áreas desiguales en la punta.
- k) En muchos lugares el CPTU representa menos del 10% de todo el trabajo con CPT.
- l) Existen prácticas muy variables para supervisar la ejecución de ensayos CPTU; mientras que en algunos se omite por completo en otras, especialmente los ensayos fuera de la costa, se acostumbra tener supervisiones de alto nivel.

m) Las mayores ventajas de los CPTU son:

- proporciona continuidad en los datos
- mejora el conocimiento de la estratigrafía en grandes extensiones
- mejora la evaluación de parámetros del suelo

n) Las mayores desventajas del CPTU son:

- falta estandarización en algunas de sus características, especialmente para la localización del elemento filtrante
- el procedimiento de saturación es difícil y toma mucho tiempo
- en algunos suelos la interpretación de resultados es muy complicada
- su aplicación se limita a suelos blandos saturados

REFERENCIAS

- 1 Wissa, A. E., Martin, R. T. y Garlanger, J. E., (1975), "The Piezometer Probe" Proceedings ASCE Spec. Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N. C., Vol 1, pp. 536-545.
- 2 Torstensson, B. A., (1975), "Pore Pressure Sounding Instrument", Proceedings ASCE Spec. Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Vol 2, Raleigh, N. C., pp. 48-54.
- 3 Baligh, M. M., Azzouz, A. S., Wissa, A. E., Martin, R. T. y Morrison, M. J., (1981), "The Piezocone Penetrometer", ASCE, Geotechnical Division, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, pp. 247-263.
- 4 Campanella, R. G. y Robertson, P. K., (1981), "Applied Cone Research", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Oct. 1981, pp. 343-362.
- 5 De Ruiter, J., (1982), "The static cone penetration test", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, May 1982, Vol 2, pp. 389-405.
- 6 Muromachi, T., (1981), "Cone Penetration Testing in Japan", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Oct. 1981, St. Louis, pp. 76-107.
- 7 Smiths, F. P., (1982) "Penetration Pore Pressure Measured with Piezometer Cones", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, Vol 2, pp. 877-881.
- 8 Baligh, M. M., Vivatrat, V., y Ladd, C. C., (1980), "Cone Penetration in Soil Profiling", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol 106, GT4, Abril, pp. 447-461.
- 9 Battaglio, M., Bruzzi, D., Jamiolkowski, M., y Lancellotta, R., (1986), "Interpretation of CPT's and CPTU's - Undrained Penetration of Saturated Clays", Proceedings 4th International Geotechnical Seminar, Singapore.
- 10 Campanella, R. G., Robertson, P. K., y Gillespie, D., (1986), "Factors Affecting the Pore Water Pressures and its Measurement Around a Penetration Cone", Proceedings 39th Canadian Geotechnical Conference, Ottawa.
- 11 Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Maniscalco, R., (1981), "Piezometer Probe Test in Cohesive Deposits", ASCE, Geotechnical Division, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, pp. 264-302.

- 12 Lacasse, S. y Lunne, T., (1982), "Penetration tests in two Norwegian clays", Proceeding of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol 2.
- 13 ASTM, "Tentative Standard Method for Deep Quasi Static-Cone Penetration Test", D 3441-75T.
- 14 Santoyo, E., Lin, R., Ovando, E., (1989), "El Cono en la Exploración Geotécnica", TGC Geotecnia S. A.
- 15 Campanella, R. G., Gillespie, D., y Robertson, P. K., (1982), "Pore Pressures During Cone Penetration Testing", Proc. of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, pp. 507-512.
- 16 Campanella, R. G., Robertson, P. K., Gillespie, D. G., y Greig, J., (1985), "Recent Developments in In-situ Testing of Soils", Proceedings of XI ICSMFE, San Francisco.
- 17 Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., y Lancellotta, R., (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", ICSMFE, San Francisco.
- 18 Lunne, T., Eidsmoen, T. E., Gillespie, D., y Howland, J. D., (1986), "Laboratory and Fields Evaluation of Cone Penetrometers", Proceedings of In-situ, Special Conference, ASCE, Blacksburg, Virginia.
- 19 Hughes, J. M. O., y Robertson, P. K., (1985), "Full-Displacement Pressuremeter Testing in Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol 22, No 3.
- 20 Tavenas, F., Leroueil, S., y Roy, M., (1982), "The Piezocono Test in Clays: Use and Limitations", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, pp. 889-894.
- 21 Jonest, G. A., y Rust, E. A., (1982), "Piezometer Penetration Testing CPTU", Proceeding of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, Vol 2, pp. 607-613.
- 22 Senneset, K., y Janbu, N., (1984), "Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Tests", ASTM STP 883, Symposium, San Diego.
- 23 Campanella, R. G., Robertson, P. K., y Gillespie, D., (1983), "Cone Penetration Testing in Deltaic Soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, No 1, Febrero, pp. 23-35.
- 24 Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., y Glieg, J., (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proceedings of in-situ, ASCE, Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.

- 25 Robertson, P. K., y Campanella, R. G., (1985), "Evaluation of Liquefaction Potential of Sands Using the CPT", Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol 3, No 3, Marzo, pp. 384-407.
- 26 Olsen, R. S., (1984), "Liquefaction Analysis Using the Cone Penetration Test", Proceeding of the 8th World Conf. on Earthquake Engineering, San Francisco.
- 27 Douglas, B. J., Strutytsky, A. I., Mahar, L. J., y Weaver, J., (1985), "Soil Strength Determinations from the Cone Penetration Test". Proceedings of Civil Engineering in the Arctic Offshore, San Francisco.
- 28 Olsen, R. S., y Farr, J. V., (1986), "Site Characterization Using the Cone Penetration Test", Proceeding of in-situ, ASCE Special Conference, Blacksburg, Virginia.
- 29 Torstensson, B. A., (1982), "A Combined Pore Pressure and Point Resistance Probe", Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, Vol 2, pp. 903-908.
- 30 Lunne, T., y Kleven, A., (1981), "Role of CPT in North Sea Foundation Engineering", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Octubre 1981, pp. 49-75.
- 31 Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Tordella, L., y Battaglio, M., (1982), "Undrained Strength from CPT", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, Mayo 1982, Vol 2, pp. 599-606.
- 32 Wroth, C. P., (1984), "The Interpretation of In-situ Soil Tests", Rankine Lecture, Geotechnique, No 4.
- 33 Lunne, T., Christoffersen, H. P., y Tjelta, T. I., (1985), "Engineering Use of Piezocono Data in North Sea Clays", Proceedings XI ICSMFE, San Francisco.
- 34 Senneset, K., Janbu, N., y Svano, G., (1982), "Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests", Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, Mayo 1982, pp. 863-870.
- 35 Robertson, P. K., y Campanella, R. G., (1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests - part II (Clay)", Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, No 4.
- 36 Vésic, A. S., (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Masses", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 98, SM3, pp. 265-290.

- 37 Randolph, M. F., y Wroth, C. P., (1979), "An Analytical Solution for the Consolidation Around a Driven Pile", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 3, pp. 217-229.
- 38 Henkel, D. J., y Wade, N H., (1966), "Plane Strain on a Saturated Remoulded Clay", ASCE-Journal, Vol 92, No 6.
- 39 Massarsch, K. R., y Broms, B. B., (1981), "Pile Driving in Clay Slopes", Proceeding ICSMFE, Stockholm.
- 40 Keaveny, J. M., y Mitchell, J. K., (1986), "Strength of Fine Grained Soils Using the Piezocone", Proceeding of in-situ, ASCE, Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.
- 41 Gupta, R. C., y Davidson, J. L., (1986), "Piezoprobe Determined Coefficient of Consolidation", Soil and Foundations, vol 26, No 3, Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 42 Campanella, R. G., y Robertson, P. K., (1988), "Current Status of the Piezocone Test", Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, Orlando, Marzo 1988.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

VII APLICACIONES DE LAS MEDICIONES PIEZOMETRICAS

Antecedentes. Al hacer el diseño de cualquier tipo de cimentación se utilizan una serie de hipótesis y suposiciones basadas en datos obtenidos en campo. La exploración de campo consiste en realizar sondeos, obtener muestras para ensayos en laboratorio y registrar datos de instrumentos previamente instalados (bancos de nivel, estaciones piezométricas, inclinómetros, etc.). La instrumentación in-situ permitirá obtener información para el diseño y control durante la etapa constructiva, así como para pronosticar el comportamiento de la estructura durante su vida útil.

Una vez definido el proyecto, se analizan las opciones de construcción y se procede a seleccionar el tipo y número de instrumentos necesarios y los sitios más adecuados para su colocación. La selección se realizará desde el punto de vista de confiabilidad, economía, facilidad de colocación, interferencia con las actividades de construcción, precisión, facilidad de lectura, durabilidad y otras necesidades del proyecto, teniendo presente que la instrumentación debe orientarse a medir aquellos efectos que realmente sean significativos en el comportamiento de la estructura.

A continuación se presentan dos casos en los cuales se resalta la importancia de la medición de presión de poro.

VII.1. MEDICIONES PIEZOMETRICAS EN EXCAVACIONES

Introducción. Dependiendo de la magnitud de carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación, esta última puede llamarse parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada. Una cimentación compensada es aquella en la que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación-suelo es menor que la presión debida al peso total de la estructura. Los cajones de cimentación parcialmente compensados representan una alternativa útil cuando el diseño sin compensación da lugar a un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o asentamientos excesivos. Las cimentaciones totalmente compensadas resultan, generalmente, de la necesidad de contar con espacio subterráneo útil. La profundidad de desplante elegida definirá la magnitud del incremento neto de presión a nivel del contacto cimentación-suelo (Ref 1).

El diseño de cimentaciones de cualquiera de los tipos mencionados plantea problemas cualitativamente semejantes cuya solución requiere en primer lugar de un conocimiento detallado del perfil estratigráfico, de las condiciones piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad en la cual los incrementos de esfuerzos debidos a la construcción de la estructura sean casi insignificantes. Algunos aspectos críticos en las excavaciones son el control de los niveles piezométricos, la estabilidad de las paredes y el fondo de la excavación, las expansiones inmediatas producidas por la excavación, la estanqueidad del cajón, etc.

Niveles piezométricos. Cuando el desplante de la cimentación es más bajo que el nivel freático, la excavación en seco exige abatir los niveles piezométricos iniciales. Contrariamente a lo que parece ser una idea muy generalizada, en los suelos compresibles dicho abatimiento no siempre requiere bombeo previo. En efecto, las descargas mismas debidas a la excavación pueden ser suficientes para hacer que,

a corto plazo, el decremento de presión de poro (Δu) bajo el fondo de la excavación sea mayor que el requerido para mantenerla seca. En ese caso, lo único que haría falta sería mantener dicha condición durante el tiempo que dure la excavación, para lo cual se requerirá modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación, mediante un sistema de bombeo profundo que invierta la dirección de las filtraciones en las zonas próximas a los taludes y al fondo de la excavación, forzándolas a ocurrir hacia el interior de la masa del suelo. Los gastos de bombeo necesarios para mantener esa condición en el subsuelo arcilloso de la ciudad de México son generalmente pequeños, a menos que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad.

Una vez colada la losa de cimentación, la intensidad del bombeo puede reducirse paulatinamente, cuidando en todo momento que el peso de la estructura sea mayor que la resultante de subpresión, o bien lastrándola. Tanto en el caso de que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad, como en el de programas de construcción que exijan periodos de bombeo muy prolongados, es aconsejable tomar medidas para limitar los asentamientos de estructuras vecinas, confinando el área de trabajo con tablaestacas o muros impermeables que corten cualquier estrato limoso o arenoso de permeabilidad mayor que se encuentre entre la elevación del nivel freático y la máxima profundidad de abatimiento piezométrico.

Asentamientos por bombeo previo. Un método frecuentemente usado en la zona de suelos de alta compresibilidad de la ciudad de México para mantener o para incrementar el abatimiento piezométrico en una excavación, es el bombeo electrosmótico (Ref 2).

Entre las ventajas de dicho procedimiento está la reducción del tiempo necesario para lograr cierto abatimiento piezométrico, la reducción de las expansiones en el fondo de la excavación, y el incremento de resistencia del suelo sujeto al flujo electrosmótico. Sin embargo, estudios de campo y analíticos recientes indican que:

- a) El coeficiente de transporte electrosmótico (volumen de agua extraído electrosmóticamente del suelo bajo una intensidad de corriente unitaria durante una unidad de tiempo) es muy pequeño en las arcillas de la ciudad de México, lo que hace que la eficiencia del bombeo electrosmótico sea muy baja
- b) El agrietamiento del suelo que se presenta poco después de iniciar el bombeo, favorecido por la alta compresibilidad de las arcillas del Valle de México y por su fragilidad bajo deformaciones de extensión, rompe la continuidad de las tensiones en el agua intersticial y hace que la reducción de expansiones y el aumento de la resistencia se logren solo en el bloque limitado por la grieta más próxima al ánodo

En esas condiciones, la eficiencia del bombeo por electrólisis se reduce y sus resultados son prácticamente los mismos que los del bombeo convencional, a tal grado que, por ejemplo, el gasto atribuible a transporte electrosmótico constituye aproximadamente el 8% del necesario para evitar filtraciones en una excavación típica de 7 m de profundidad en la zona de alta compresibilidad de la ciudad de México.

Cuando se utiliza bombeo para eliminar la subpresión en formaciones arcillosas intercaladas con capas de arena bajo el fondo de la excavación, el asentamiento puede estimarse considerando que el abatimiento del nivel freático se presenta solo en la zona a excavar y afecta un espesor de suelo igual a tres veces el ancho del cajón de cimentación. El asentamiento por consolidación (λ_b), producido durante el tiempo de bombeo previo t_b , puede calcularse como (Ref 2):

$$\lambda_b = m_v \gamma_w h_a B F_f U_t \quad (24)$$

donde:

- m_v módulo de compresibilidad volumétrica representativo del suelo comprendido en un espesor $3B$
- B ancho del cajón
- $\gamma_w h_a$ pérdida de presión por abatimiento piezométrico
- F_f factor de forma que depende de la longitud L y el ancho B de la zona abatida
- U_t grado de consolidación alcanzado en el tiempo de bombeo previo a la excavación

Para determinar U_t se aplica la solución para flujo radial hacia drenes verticales, que es función del factor tiempo T y de la relación de diámetros n ; obteniéndose con la expresión:

$$T = \frac{C_v t_b}{d_c^2} \quad (25)$$

donde:

- C_v coeficiente de consolidación medio
- t_b tiempo de bombeo previo
- d_c diámetro de influencia aproximadamente igual a la separación entre pozos
- $n = d_c/d_w$ relación de diámetros, siendo d_w el diámetro del pozo

Estabilidad de la excavación. El hecho de que la sustitución del peso del suelo por cargas de la estructura no pueda realizarse instantáneamente plantea problemas de estabilidad y de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación.

El movimiento de las paredes hacia la excavación puede evitarse estudiando con cuidado su factor de seguridad contra falla por cortante. La geometría de los taludes debe ser tal que no se excedan los esfuerzos cortantes admisibles o, en caso contrario, ha de diseñarse un troquelamiento apropiado para la estabilización del borde de la excavación.

En excavaciones sin apuntalamiento, las deformaciones de los taludes generalmente son aceptables cuando el factor de seguridad es al menos 1.5, siempre que este factor de seguridad sea estimado a partir de un conocimiento apropiado de la resistencia no drenada del suelo y de un análisis exhaustivo de los posibles mecanismos de falla. En este último sentido, es necesario evitar sobresimplificaciones que tiendan a ignorar posibles discontinuidades, heterogeneidades o desviaciones del suelo del comportamiento plástico perfecto.

Se ha demostrado que la estabilidad de taludes en excavaciones depende no solo de la geometría y resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, sino también de sus propiedades elásticas, aunque estas no entren explícitamente en los cálculos de estabilidad por análisis límite. Particularmente en la ciudad de México, la variación del módulo de deformación del suelo con las condiciones de esfuerzo y con la profundidad, y las deformaciones elásticas de la masa de suelo, antes de y durante la excavación, tienen consecuencias importantes en la estabilidad de excavaciones a corto plazo. Esto es así, principalmente porque dichos factores determinan la ausencia o la aparición de grietas, y su extensión. Las grietas, a su vez, introducen discontinuidades que aumentan el número de mecanismos de falla. En general, dos características del suelo aumentan la aparición de grietas profundas:

- a) Un módulo de deformación mayor en tensión que en compresión
- b) Un módulo de deformación decreciente con la profundidad

Ambas condiciones ocurren en el subsuelo de la ciudad de México hasta unos 5 a 8 m de profundidad y generalmente dan lugar a mecanismos de falla muy diferentes de los convencionales, con cierta tendencia a predominar desplazamientos de bloques limitados por grietas verticales y por superficies de deslizamiento planas horizontales. Por supuesto, solo son confiables los análisis que toman en cuenta los efectos de los factores mencionados.

En lo que se refiere a excavaciones con paredes troqueladas, se ha observado que el comportamiento y la magnitud de los empujes sobre los troqueles depende principalmente del factor de estabilidad N de la excavación:

$$N = \frac{\gamma h}{c} \quad (26)$$

donde:

- γ peso volumétrico de la masa de suelo
- h profundidad
- c promedio de la resistencia al corte del suelo desde el nivel del fondo hasta una profundidad igual al ancho de la excavación

Estabilidad del fondo. En cuanto a los movimientos del fondo de la excavación, puede ocurrir la falla debido al peso propio del suelo adyacente, situado por encima del fondo de la excavación, así como por sobrecargas en la superficie; por lo que deberá eliminarse la posibilidad de una falla por cortante. El criterio que ha probado ser más adecuado para verificar la estabilidad a corto plazo del fondo de una excavación es el semi-empírico de Skempton. La resistencia a usarse en este caso es la media desde el fondo de la excavación hasta $2/3 B$ debajo de dicho fondo, si el valor de la resistencia en dicho intervalo no difiere en más de 50% del promedio.

En excavaciones muy profundas suele recurrirse a tablaestacas o muros con patas que se prolongan por debajo de la profundidad máxima de la excavación. Si bien esas prolongaciones deben favorecer en cierta medida la estabilidad del fondo, su contribución no es fácilmente cuantificable, y frecuentemente

quedan dudas al respecto. Recientemente se ha usado el método del elemento finito para evaluar ese efecto.

Falla del fondo por subpresión. Un método empleado en el diseño de excavaciones para el Metro en la ciudad de México considera que este tipo de falla se puede presentar debido a la existencia de estratos delgados de arena cuya permeabilidad es mucho mayor a la de las arcillas. En estos estratos, las presiones de poro actuando sobre la base del cajón pueden provocar el levantamiento del material que se encuentra debajo de él, o que el flujo hacia arriba disminuya la resistencia del suelo. Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación, puede obtenerse el factor de seguridad como (Ref 2):

$$FS = \frac{\gamma h_f B L + 2 c (B h_f + L h_p)}{\gamma_w h_w B L} \quad (27)$$

donde:

- h_f distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena
- h_p distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena
- γ_w peso volumétrico del agua
- h_w altura piezométrica en el estrato de arena que subyace al fondo de la excavación

El factor de seguridad para subpresión deberá ser mayor a 1.3, en caso contrario será indispensable abatir la presión hidráulica ($\gamma_w \cdot h_w$) en las capas de arena profundas mediante bombeo.

Expansiones a corto plazo. Aún evitando una falla del fondo de la excavación por cortante, siempre existirán expansiones inmediatas por descarga tanto al fondo como alrededor de la excavación. Estas expansiones tienen importancia en vista de que:

- a) generalmente no son uniformes
- b) se recuperan al aplicar la carga de la estructura
- c) pueden causar daños a estructuras vecinas

Se ha utilizado la siguiente expresión para determinar la expansión elástica inmediata (Ref 2):

$$\lambda_e = m_{ue} p_t B F_f F_p \quad (28)$$

donde:

- p_t presión total al nivel del fondo antes de excavar
- B ancho de la excavación
- m_{ue} módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expansibles bajo el fondo de la excavación
- F_f, F_p factores de forma y de profundidad

Si la estimación analítica de la expansión indica que esta es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de trabajo, la excavación deberá realizarse por partes, en cada una de las cuales se colocará, en

seguida, la porción de cimentación correspondiente.

En este caso, habrá que programar cuidadosamente la secuencia de avance en las diferentes etapas de la construcción, tratando de hacer la excavación y los colados cada uno en forma simétrica dentro del área de la cimentación y reduciendo al mínimo el tiempo transcurrido entre ambas etapas con el fin de minimizar los asentamientos diferenciales durante y después de la construcción, particularmente los que pueden producir una rotación de la estructura. Otro procedimiento para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas causadas por una excavación consiste en transmitir la carga a estratos más profundos de mayor módulo de deformación, mediante pilotes que trabajan como anclas de fricción. Este último método, sin embargo, solo parece práctico cuando los pilotes se requieren, además, para otros fines.

Flotación. En cimentaciones sobrecompensadas el peligro de flotación puede existir aún después de terminada la estructura, si no se tiene cuidado de verificar que, en cualquier momento de la vida de la obra, la fuerza de subpresión sea menor que la suma de fuerzas que se oponen a ella. Al estimar la subpresión debe tenerse en cuenta que las condiciones piezométricas pueden variar con el tiempo y que, en la ciudad de México, los actuales niveles piezométricos, inferiores a los hidrostáticos debido al bombeo en los acuíferos profundos, pueden recuperarse si dicho bombeo se suspende o se reduce en toda la ciudad o localmente. Las fuerzas que se oponen a la flotación son, además del peso propio, las cargas actuantes directamente sobre la estructura y la adherencia de las paredes laterales del cajón con el suelo; debe recordarse que esta última es incierta y puede aún desaparecer por completo si ocurren tensiones laterales en el terreno por excavaciones vecinas, después de un sismo, recuperación del nivel freático u otras causas. Se puede estimar un factor de seguridad que deberá ser mayor o igual a 1.2, mediante la expresión (Ref 3):

$$FS = \frac{w}{(D_f - h_w) \gamma_w} \quad (29)$$

donde:

- w incremento neto de presión en el contacto cimentación-suelo
- D_f profundidad de desplante de la estructura
- h_w profundidad del nivel freático, en su condición más desfavorable, medida desde la superficie

CONCLUSIONES

Al proyectar una excavación, se tomarán en cuenta los factores como abatimiento del nivel freático, asentamientos por bombeo previo, estabilidad de las paredes y el fondo, expansión del fondo en suelos blandos y flotación, principalmente. En estos casos se considera necesario exista una adecuada instrumentación in-situ, primero para el diseño del proyecto y posteriormente durante la etapa constructiva. El objetivo de la instrumentación (piezómetros, bancos de nivel, etc.) es observar el comportamiento de la estructura para verificar las suposiciones hechas en el diseño y para detectar oportunamente los aspectos de mal funcionamiento para hacer las correcciones necesarias.

A manera de conclusión, se puede recomendar que para el caso de excavaciones deben considerarse dos aspectos importantes:

a) Excavación en arcillas con lentes de arena

- 1- Existe abatimiento inicial espontáneo en las arcillas conforme avanza la excavación
- 2- En los lentes de arena se mantiene la presión hidrostática inicial
- 3- Aparece un gradiente hidráulico hacia la excavación
- 4- Hay una tendencia de flujo no establecido hacia el interior de la excavación produciéndose incrementos en la humedad (disminución de resistencia y expansiones)
- 5- Conforme pasa el tiempo y dependiendo de la permeabilidad se define la red de flujo establecido la cual reduce el factor de seguridad de la excavación
- 6- El bombeo tiene las funciones de captar las filtraciones para evitar cambios de humedad y aliviar subpresiones en los lentes de arena
- 7- Se tendrá como resultado una excavación estable y con expansiones controladas (sin absorción de agua)

b) Excavación en arenas con lentes de arcilla

- 1- Conforme se excava se establece el flujo hacia la excavación
- 2- Los lentes de arcilla funcionan como barreras impermeables debajo de los cuales se mantiene la presión hidrostática, generando fuerzas de subpresión
- 3- El bombeo tiene como funciones desalojar el agua que va a la excavación y aliviar subpresiones bajo los lentes de arcilla
- 4- Como resultado se tendrá una excavación estable y en seco

El efecto del agua en los puntos mencionados justifica y hace necesaria la utilización de los piezómetros, para tener finalmente un diseño seguro de la cimentación y un control adecuado durante la construcción de la estructura.

VII.2. PREDICCIÓN DE VELOCIDAD DE CONSOLIDACION

Introducción. Actualmente es común el empleo de drenes verticales y cargas externas para incrementar la velocidad de consolidación en suelos blandos. La rapidez de los asentamientos debidos a consolidación es difícil de pronosticar al diseñar sistemas de drenaje, siendo el *coeficiente de consolidación en dirección horizontal* (C_h) el parámetro clave para esta predicción; generalmente el coeficiente C_h es mayor que el *coeficiente de consolidación en dirección vertical* (C_v), debido a que la mayoría de los suelos presentan planos de estratificación horizontal (Ref 4).

Hansbo y Torstensson (Ref 5) proponen un método mediante la prueba de piezocono para determinar el valor de C_h *in-situ*, el cual necesariamente requiere medir la disipación del exceso de presión de poro durante la penetración. Durante una pausa en la penetración el exceso de presión de poro se disipa radialmente desde el cono, la velocidad de disipación depende del coeficiente de consolidación

(C_h) del suelo para un *depósito homogéneo*. La presencia de sedimentos y lentes de arena afectan de modo importante el valor promedio de C_h .

Planteamiento del problema. Este ejemplo, tomado de la Referencia 6, resalta la utilidad de la información obtenida con piezoconos y piezómetros convencionales para predecir la velocidad de consolidación de un sitio.

Consideraciones teóricas. Los drenes verticales son efectivos para provocar consolidación porque reducen el recorrido para drenaje. Generalmente, los drenes se instalan en una malla triangular o rectangular. De esta forma, en el análisis teórico el agua fluye por efecto de la sobrecarga hacia los drenes, dando lugar a un flujo horizontal radial, concéntrico al dren y con diámetro aproximadamente igual al espaciamiento entre drenes.

Para predecir el tiempo de consolidación usando drenes verticales se han desarrollado varias expresiones (Ref 7 y 8). La aproximación de Hansbo (Ref 8) se basa en el supuesto de que bajo carga hidráulica muy pequeña el flujo de agua de poro ($v=K \cdot i^n$, donde $n=1.5$) no está bien representada por la ley de Darcy ($v=K \cdot i$). El ejemplo aquí presentado utiliza la teoría de Hansbo la cual obtiene:

$$t = \frac{\alpha}{\lambda} D^2 \sqrt{\frac{D \gamma_w}{\Delta u_o}} \left(\frac{1}{\sqrt{1-U}} - 1 \right) \quad (30)$$

donde:

- t tiempo para alcanzar un grado específico de consolidación
- α función de D/d (Fig 49)
- D diámetro de influencia del dren
- d diámetro efectivo del dren
- Δu_o exceso de presión de poro inicial
- U grado de consolidación promedio
- λ función del coeficiente de consolidación horizontal (C_h) y basado en pruebas de laboratorio con odómetro
- γ_w peso volumétrico del agua

La figura 49 representa la variación de α sugerida por Hansbo (Ref 9). Se puede notar que la relación de diámetro efectivo del dren y suelo de desagüe tiene una influencia significativa en el tiempo de consolidación, especialmente para relaciones menores a 0.10.

En la ecuación 30 el efecto de sobrecargas en el sitio se manifiesta como un incremento en la presión de poro (Δu_o); es decir, el exceso de presión de poro en $t=0$ tiene influencia en el tiempo de consolidación.

Normalmente el coeficiente de consolidación ha sido medido en laboratorio usando un odómetro. Algunas investigaciones (Ref 4) muestran que el coeficiente de consolidación C_h usando mediciones de disipación en CPTU, es de 2 a 7 veces mayor que C_v cuando se mide con odómetro. Se han dado algunas

soluciones teóricas válidas para obtener C_h de datos de disipación, un resumen de la solución para expansión de cavidades cilíndricas se muestra en la figura 50. Esta figura presenta la variación del grado de consolidación contra un factor adimensional de tiempo (T), siendo:

$$T = \frac{C_h t_d}{r^2} \quad (31)$$

donde:

- t_d tiempo registrado para un porcentaje específico de disipación
- C_h coeficiente de consolidación horizontal
- r radio de la cavidad o piezocono (usualmente 17.85 mm)

La solución varía con la relación o índice de rigidez del suelo ($I_r = E/S_u$) debido a que la zona de influencia puede extenderse a una zona mayor en un suelo rígido.

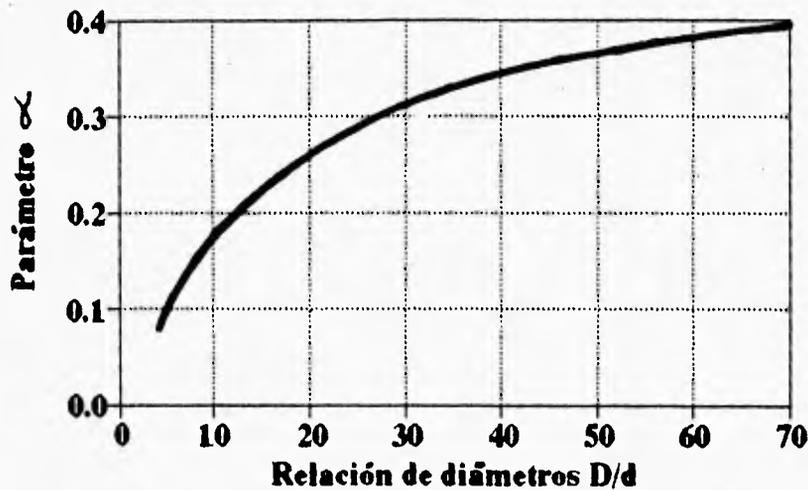
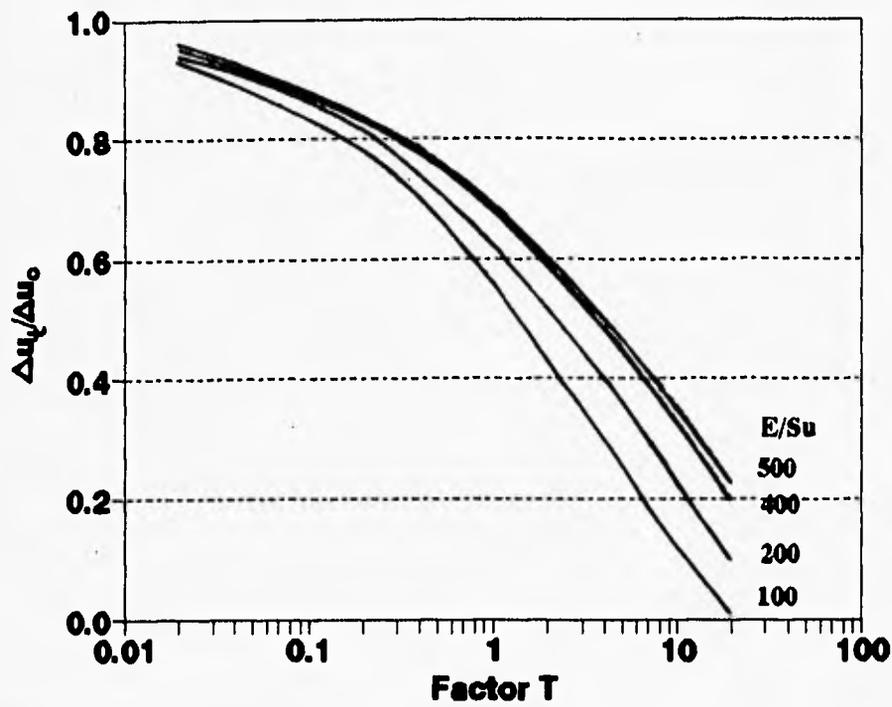


Fig 49 Variación de α con la relación de diámetros

La figura 50 permite el cálculo directo de C_h mediante los datos obtenidos en una prueba de disipación durante un sondeo con piezocono. Así, conocido el radio del penetrómetro y el tiempo tomado para la disipación, el coeficiente C_h puede calcularse. La figura 51 muestra como es determinado t_{50} (50% de disipación permitida) en una curva típica de disipación. Generalmente los datos de disipación son obtenidos en suelos blandos normalmente consolidados o preconsolidados midiendo la presión de poro detrás de la punta del cono.

Investigación del sitio. En la figura 52 se presenta un perfil del suelo basado en muestreo y una prueba de penetración con cono (CPTU). La estratigrafía del sitio es relativamente uniforme, excepto por pequeñas variaciones en los espesores de los estratos.



Simbología:

- Δu_0 exceso de presión de poro inicial
- Δu_t exceso de presión de poro en un tiempo t
- E módulo de elasticidad del suelo
- S_u esfuerzo cortante no drenado

Fig 50 Disipación de exceso de presión de poro

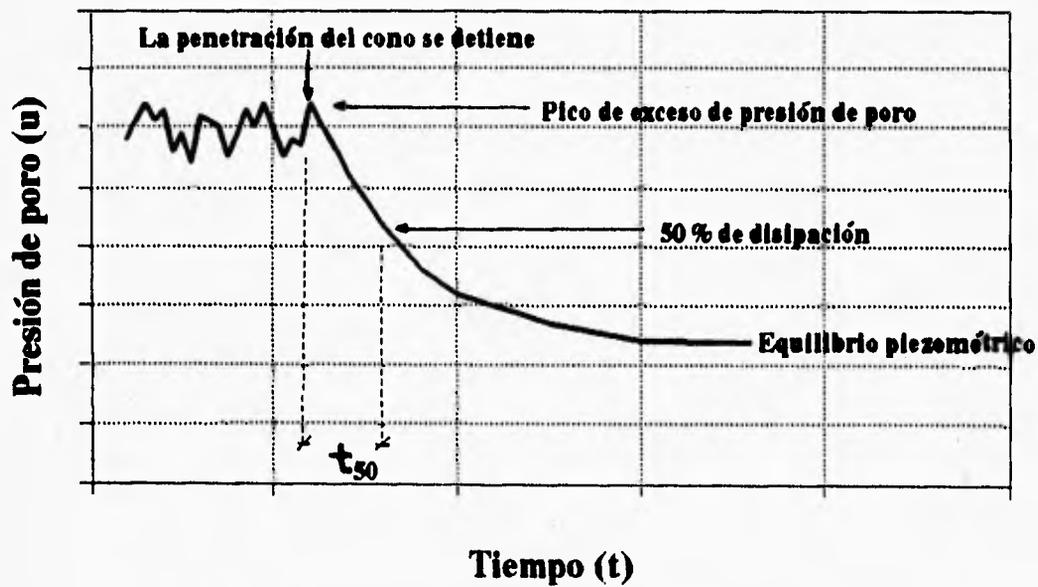


Fig 51 Calculo de tiempo para 50% de disipación

Durante el CPTU se hicieron varias pausas en la penetración para registrar la velocidad de disipación del exceso de presión de poro. Se determinó el tiempo para 50% de disipación (t_{50}), como se indica en la figura 51 y se usó para calcular los valores de C_h (Ref 10). El tiempo promedio para 50% de disipación fue aproximadamente 3 minutos con el elemento sensor localizado detrás de la punta del cono.

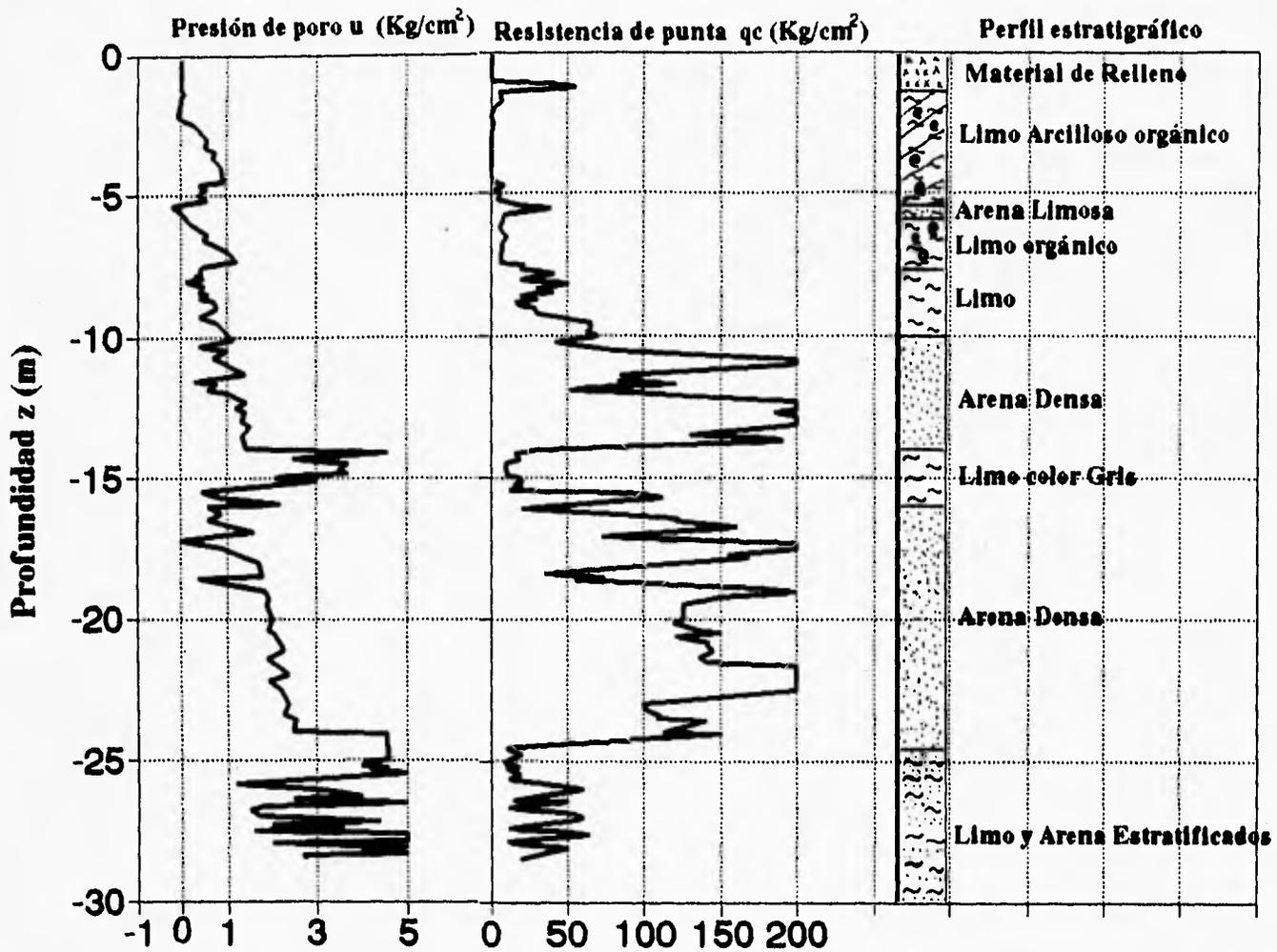


Fig 52 Perfil estratigráfico del sitio

Al realizar las pruebas de disipación de exceso de presión de poro se permitió alcanzar la condición de equilibrio para obtener el perfil del equilibrio piezométrico total. Un resumen de los resultados de disipación se muestra en la figura 53.

Los valores calculados de C_h en el estrato de arcilla orgánica, fueron muy parecidos, con un valor promedio aproximado de $1 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$. Los datos de presión de poro en equilibrio mostrados en la figura 53 obtenidos después de la disipación total muestran algunos rasgos interesantes del sitio. El estrato de arena de la profundidad de 3.8 a 5.5 m muestra un perfil de presión de poro que parece reflejar el nivel de agua en el río adyacente. El exceso de presión de poro en equilibrio en el estrato de arcilla orgánica

se ve afectado por fuertes lluvias en el sitio dos meses antes de realizar el sondeo de cono.

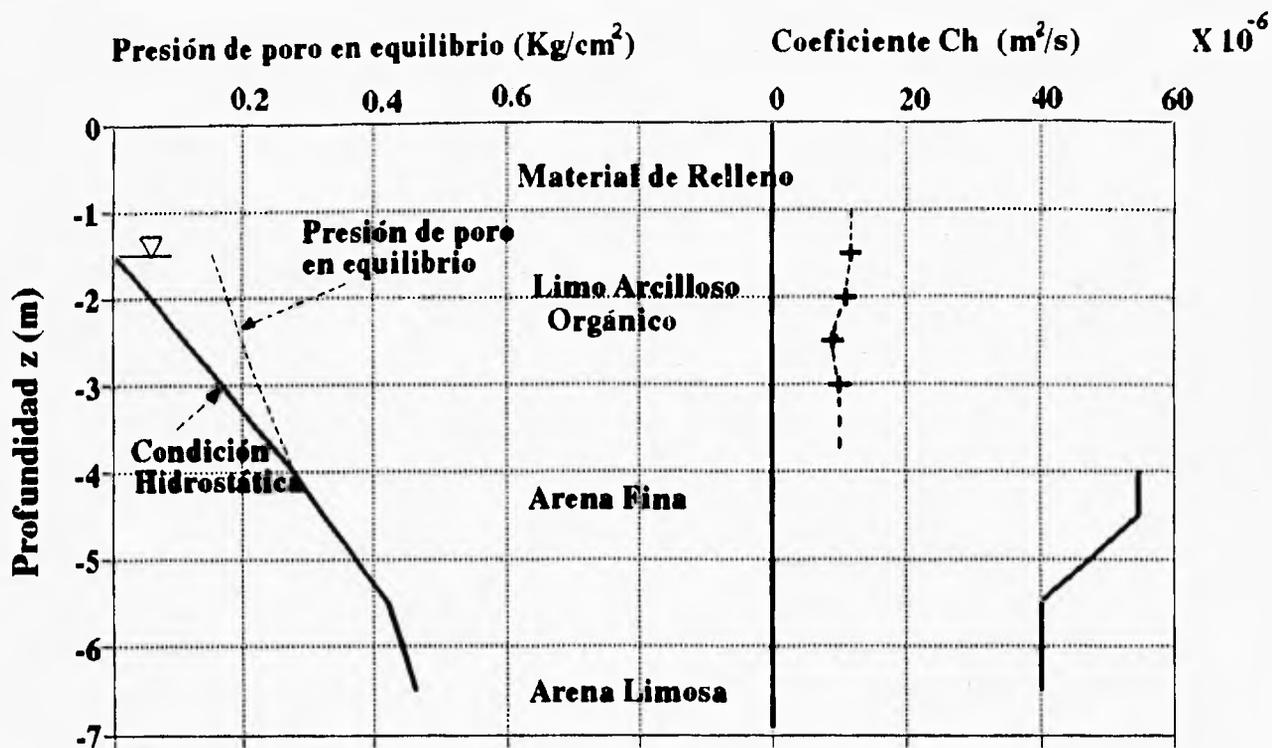


Fig 53 Obtención del coeficiente de consolidación C_h

Instalación de drenes. El patrón de instalación de drenes fue triangular a 2.1 m entre centros. El patrón se amplió hasta 15 m más allá de los linderos de la construcción, para asegurar la consolidación más allá de los muros y para ayudar a la disipación de la presión de poro en las orillas del relleno de precarga.

Los drenes consisten de una funda porosa con una fibra sintética circundando una banda de plástico corrugado con una mecha de aproximadamente 100 mm de ancho por 5 mm de espesor. Las mechas se instalaron con un mandril de núcleo hueco suspendido de una bomba acoplada a una cortadora o aflojadora de suelo. La mecha se enrolla dentro del mandril y se hinca hidráulicamente en el suelo. El diámetro efectivo del dren (d) es de 50 mm (Ref 5) y el diámetro efectivo del cilindro de desagüe (D) se determinó de 2.2 m.

La figura 54 presenta datos de sobrecarga y presión de poro para el suelo compresible superior. Los resultados muestran que la presión de poro debida a la etapa final de precarga se disipó completamente después de aproximadamente 30 días de iniciada la precarga.

Predicción del grado de consolidación. Una comparación entre el grado de consolidación calculado y medido in-situ para una cierta zona se muestra en la figura 55. La predicción inicial usando la fórmula de Hansbo con $\lambda=0.5 \cdot C_h$ se afinó para tomar en cuenta la diferencia entre laboratorio y

mediciones de CPTU, utilizando un factor de 5 como diferencia promedio entre C_v de laboratorio y C_h del piezocono (rango entre 2 y 7). La predicción revisada, la cual utiliza $\lambda=0.1 \cdot C_h$ en la figura 55, coincide bien con las velocidades de consolidación medidas. Debe notarse que la consolidación secundaria no está considerada en los asentamientos calculados y la forma discontinua de la curva en la gráfica consolidación-tiempo es debida a los periodos entre incrementos de carga.

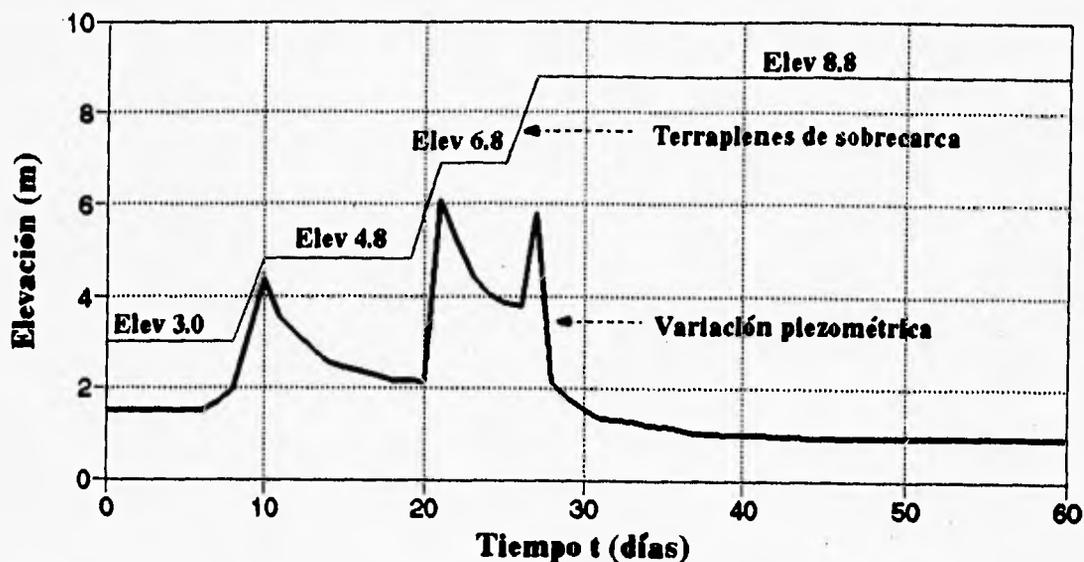


Fig 54 Variaciones piezométricas por sobrecarga

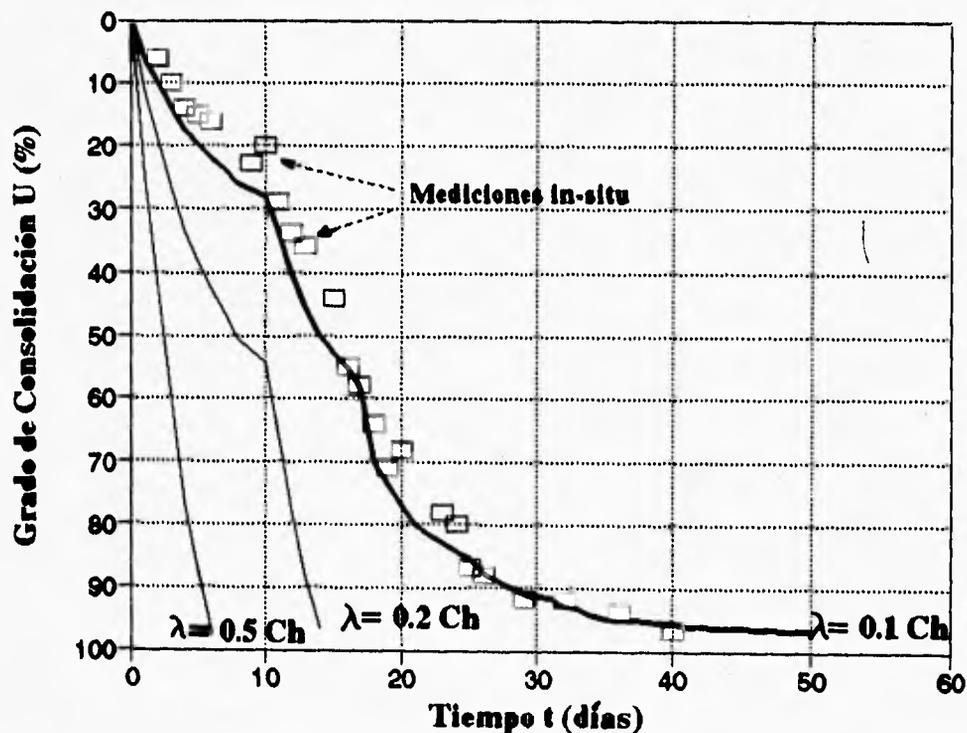


Fig 55 Comparación del grado de consolidación medido y pronosticado

CONCLUSIONES

La velocidad de consolidación de la arcilla superior con drenes se pronosticó utilizando los datos de penetración con piezocono y de piezómetros abiertos. La velocidad de consolidación se calculó usando la aproximación sugerida por Hansbo en la ecuación 30. Se utilizó en este análisis un valor promedio de $C_h = 1 \times 10^{-5}$ y los valores de disipación de presión con piezocono, haciéndose la corrección a la predicción inicial que utilizaba $\lambda = 0.5 \cdot C_h$ a $\lambda = 0.1 \cdot C_h$, resultando una buena aproximación a la registrada en campo.

En este ejemplo se muestra como pueden emplearse los datos obtenidos mediante una prueba con piezocono y puede concluirse que su utilidad es inmediata, pero aún se puede lograr un mayor uso si se siguen realizando pruebas con este instrumento y obteniendo correlaciones en una primera instancia de tipo local en un sitio y luego generalizar para diferentes tipos de suelo. El que esto se logre dependerá de investigadores e instituciones que dediquen tiempo e ingenio para un mayor desarrollo del piezocono como instrumento de medición.

REFERENCIAS

- 1 Reséndiz, D., et al (1970), "Información Reciente Sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México", V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS.
- 2 Tamez, E., et al (1987), "Manual de Diseño Geotécnico", Departamento del Distrito Federal, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR, Vol 1.
- 3 Holguín, E., et al (1992), "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", TGC Geotecnia SA.
- 4 Hansbo, S, Jamiolkowski, M., Kok, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains", Geotechnique, 31.
- 5 Hansbo, S., Torstensson, B. (1977), "Geodrain and Other Vertical Drain Behaviour", Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol 1.
- 6 Robertson, P. K., Campanella, R. G., Brown, P. T. (1988), "Prediction of Wick Drain Performance Using Piezometer Cone Data", Canadian Geotechnical Journal No 25.
- 7 Barron, R. A. (1948), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", Transactions of the American Society of Civil Engineers, 113.
- 8 Hansbo, S. (1960), "Consolidation of Clay, with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 18.
- 9 Hansbo, S. (1979), "Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains", Ground Engineering, 12(5).
- 10 Torstensson, B. A. (1977), "The Pore Pressure Probe", Nordiske Geotekniske Mote, Oslo, Norway, Paper No 34.1-34.15.

VIII CONCLUSIONES

Considerando que este trabajo pretende describir los principales tipos de piezómetros existentes y señalar los criterios para selección e instalación, sirviendo de ayuda a cualquier persona relacionada con la exploración geotécnica y en especial con la instrumentación para determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo, se tienen las siguientes conclusiones:

- 1) En las obras de ingeniería civil la instrumentación desempeña un papel importante ya que proporciona información para diseño, control y predicción del comportamiento de la estructura durante su vida útil.
- 2) Los piezómetros son instrumentos que se instalan en el suelo y responden a las presiones de agua subterránea únicamente alrededor de su elemento poroso.
- 3) Los principales requerimientos que debe satisfacer cualquier piezómetro son:
 - Deben medir con precisión la presión de poro en el suelo, positiva o negativa (succión), para lograr que los errores cometidos estén dentro de límites conocidos y tolerables.
 - Deben provocar un mínimo de alteración al suelo natural y por lo tanto a la respuesta del suelo en el cual se ha instalado.
 - Deben responder rápidamente a cambios en las condiciones del agua subterránea.
 - Ser rígido y confiable para permanecer estable aún después de largos períodos de tiempo.
 - Facilidad para ser leído constantemente si así se requiere.
- 4) En general, los piezómetros se utilizan en dos situaciones. Primera, para medir los patrones de flujo del agua y segundo, como indicador de esfuerzos en el suelo o roca.
- 5) Los piezómetros pueden agruparse en dos tipos, los que tienen diafragma entre el transductor y el elemento poroso, y los que no lo tienen. En ocasiones, lo que diferencia a un piezómetro de otro no es el instrumento en sí mismo, sino el arreglo para su instalación; pudiendo ser instalados en rellenos, perforaciones, hincados a presión o en una combinación de perforación e hincado.
- 6) Para la correcta selección de un piezómetro debe tomarse en cuenta, además de la estratigrafía del sitio y las necesidades del proyecto, aspectos como tiempo de respuesta, precisión y confiabilidad a corto y largo plazo, así como las posibles causas de falla en el instrumento.
- 7) Cuando un piezómetro se instala y cambia la presión del agua subterránea, el tiempo requerido por el agua para fluir dentro o fuera del piezómetro (efecto estabilizador) es llamado tiempo de respuesta; este depende principalmente de la permeabilidad del suelo, y el tipo y dimensiones del piezómetro.

- 8) La falla más común en un piezómetro probablemente sea la selección inadecuada del tipo de piezómetro o el seguimiento inadecuado del procedimiento de instalación, que da como resultado tiempos de respuesta excesivos para el objetivo perseguido. Se puede caer en este error si el piezómetro es instalado en un suelo diferente al esperado, por un escaso conocimiento de la estratigrafía del sitio o por no verificar el tipo de suelo en el cual quedó alojado.
- 9) En la cámara piezométrica pueden presentarse fallas por:
- Oclusión de los poros en la pared de la cámara piezométrica por el empleo de bentonita para la estabilización de la perforación
 - Sellado deficiente de la cámara piezométrica por no compactar el sello superior de bentonita
 - Filtración en los coples de conexión de la tubería
 - Obstrucción de la tubería por exceso de cementante en los coples
 - Presencia de burbujas en la cámara piezométrica
 - Falta de cuidado en la instalación, pudiendo torcerse las mangueras, la tubería o simplemente doblarse originando que se obstruya total o parcialmente, inutilizando el piezómetro
- 10) El principal preparativo antes de instalar un piezómetro es el análisis de la estratigrafía, definiendo así la profundidad de instalación. La celda permeable debe colocarse coincidiendo con el estrato permeable que asegure su funcionamiento.
- 11) La prueba con piezocono es considerada como un estándar de la *prueba de penetración con cono (CPT)* con la adicional *medición de presión de poro (CPTU)*.
- 12) Las ventajas de la prueba CPTU sobre la CPT convencional son:
- Distingue entre penetración drenada, parcialmente drenada y no drenada
 - Puede corregir datos de mediciones con cono por defectos en diseño o construcción de éste
 - Permite evaluar características de flujo y consolidación en suelos
 - Puede determinar condiciones de equilibrio en el agua subterránea
 - Facilita la identificación y clasificación del suelo
 - Mejora la evaluación de parámetros geotécnicos
- 13) Las mayores desventajas de la prueba CPTU son:
- Falta estandarización en algunas de sus características, especialmente para la localización del elemento filtrante
 - El procedimiento de saturación es difícil y toma mucho tiempo
 - En algunos suelos la interpretación de los resultados es muy complicada
 - Su aplicación se limita a suelos blandos saturados

- 14) **La instrumentación en campo debe diseñarse siguiendo un proceso racional que integre los siguientes aspectos:**
- Definir con detalle qué objetivos precisos se pretenden aclarar y qué variables se deben medir
 - Hacer una evaluación previa del orden de magnitud que alcanzan las variables por medir
 - Elegir cuidadosamente el tipo y número de instrumentos que se utilicen, comprobando que su precisión sea la adecuada para la magnitud de las variables que se medirán
- 15) **La información que se recopile con la instrumentación debe ser constantemente examinada e interpretada, para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se consideró inicialmente.**

*

RECONOCIMIENTO

Al Dr Efraín Ovando S. por la paciencia con la cual dirigió y revisó este trabajo. Al Ing Enrique Santoyo V. por su orientación para desarrollar este tema.